ICS 93. 160
P 59

SL

中华人民共和国水利行业标准

SL 386—2007

水利水电工程边坡设计规范

Design code for engineered slopes in water resources and hydropower projects

2007-07-14 发布　　2007-10-14 实施

中华人民共和国水利部　发布

中华人民共和国水利部

关于批准发布水利行业标准的公告

2007 年第 5 号

中华人民共和国水利部批准以下 8 项标准为水利行业标准，现予以公布。

二〇〇七年七月十四日

序号	标准名称	标准编号	替代标准号	发布日期	实施日期
1	水资源监控管理数据库表结构及标识符标准	SL 380—2007		2007.07.14	2007.10.14
2	水利水电工程施工质量检验与评定规程	SL 176—2007	SL 176—1996	2007.07.14	2007.10.14
3	水利水电工程启闭机制造安装及验收规范	SL 381—2007		2007.07.14	2007.10.14
4	水利水电工程清污机型式基本参数技术条件	SL 382—2007		2007.07.14	2007.10.14
5	河道演变勘测调查规范	SL 383—2007		2007.07.14	2007.10.14
6	水位观测平台技术标准	SL 384—2007		2007.07.14	2007.10.14
7	水文数据 GIS 分类编码标准	SL 385—2007		2007.07.14	2007.10.14
8	水利水电工程边坡设计规范	SL 386—2007		2007.07.14	2007.10.14

前　言

根据水利部水利水电规划设计管理局水总局科［2001］1号文，按照《水利技术标准编写规定》（SL 1—2002）的要求，制定本标准。

本标准共7章22节212条和6个附录，主要技术内容包括：

——边坡设计的基本规定；

——边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定；

——边坡的计算和分析；

——边坡治理和加固措施以及安全监测设计。

本标准批准部门：中华人民共和国水利部

本标准主持机构：水利部水利水电规划设计总院

本标准解释单位：水利部水利水电规划设计总院

本标准主编单位：黄河勘测规划设计有限公司

本标准参编单位：中国水利水电科学研究院

本标准出版、发行单位：中国水利水电出版社

本标准主要起草人：孙胜利　赵洪岭　潘家铨　邹铁华
刘丰收　陈祖煜　李治明　王　跃
李海河　王新奇　吴长征　汪小刚
韩秋葦　贾志欣

本标准审查会议技术负责人：刘志明

本标准体例格式审查人：陈登毅

目　　次

1　总则 …… 1
2　主要术语 …… 2
3　基本规定 …… 5
3.1　基本资料 …… 5
3.2　边坡级别确定 …… 5
3.3　边坡运用条件划分 …… 6
3.4　抗滑稳定安全系数标准 …… 7
4　边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定 …… 9
4.1　一般规定 …… 9
4.2　破坏模式和稳定性判别 …… 9
4.3　岩体抗剪强度指标的取值方法 …… 11
4.4　土体抗剪强度指标的取值方法 …… 12
5　边坡的计算和分析 …… 14
5.1　渗流计算 …… 14
5.2　稳定计算 …… 14
5.3　应力和变形计算 …… 16
6　边坡治理和加固 …… 17
6.1　一般规定 …… 17
6.2　减载、边坡开挖和压坡 …… 18
6.3　排水和防渗 …… 19
6.4　坡面防护 …… 20
6.5　非预应力锚杆 …… 22
6.6　预应力锚杆 …… 23
6.7　支挡结构 …… 26
6.8　抗滑洞塞 …… 27
7　安全监测设计 …… 29

7.1 一般规定 …… 29
7.2 安全监测项目设置和设施布置 …… 30
7.3 安全监测资料的整编与分析 …… 33
附录 A 边坡失稳模式判别 …… 34
附录 B 岩质边坡稳定性初步判别 …… 38
附录 C 土质边坡抗剪强度确定 …… 41
附录 D 抗滑稳定计算 …… 43
附录 E 预应力锚杆锚固段长度确定 …… 62
附录 F 抗滑桩计算 …… 64
标准用词说明 …… 67
条文说明 …… 69

1 总　　则

1.0.1 为了规范水利水电工程边坡设计，使之达到安全可靠、技术可行、经济合理，特制定本标准。

1.0.2 本标准适用于大、中型水利水电工程中的1～5级边坡的设计，但有标准明确规定的除外。永久冻土区的边坡设计应进行专门研究。

1.0.3 水利水电工程边坡应根据水文、气象、地形、地质条件，并考虑工程总体布置和建筑物运用对边坡的要求等进行设计。应重视施工期地质和安全监测的反馈资料分析，结合实际情况的变化，修正设计。

1.0.4 水利水电工程边坡设计应综合利用工程实践经验和科学研究成果，并应积极慎重地采用国内外先进技术。

1.0.5 水利水电工程边坡设计除应符合本标准外，尚应符合国家现行的有关技术标准的规定。

2 主要术语

2.0.1 水利水电工程边坡 engineered slopes in water resources and hydropower projects

修建水利水电工程形成的、因修建水利水电工程有可能影响其稳定的以及对水利水电工程安全有影响的边坡统称为水利水电工程边坡。

2.0.2 开挖边坡 excavated slope

因修建水工建筑物和水利水电工程场区内其他建筑物开挖形成的边坡。

2.0.3 自然边坡 natural slope

天然存在的、由自然营力形成的边坡，包括滑坡、倾倒变形体边坡。

2.0.4 临时边坡 temporary slope

仅在短时间或工程施工期处于临空状态，修建建筑物后边坡不再处于临空状态的边坡。

2.0.5 永久边坡 permanent slope

长期处于临空状态的边坡。

2.0.6 稳定边坡 stable slope

未出现明显的变形、裂缝和其他失稳迹象，处于稳定状态的边坡。

2.0.7 失稳 slope failure

边坡发生滑动、溃屈、倾倒、崩塌、坍塌、拉裂和流动的现象称为失稳。

2.0.8 失稳边坡 unstable slope

处于正在滑动、溃屈、倾倒、崩塌、坍塌、拉裂或流动的边坡。

2.0.9 已失稳边坡 failed slope

已经发生了滑动、溃屈、倾倒、崩塌、坍塌、拉裂或流动的边坡。

2.0.10 潜在滑动面 potential slip surface

具有特定的物理力学和几何条件，可能成为边坡稳定体与滑动体分离的界面。

2.0.11 减载 unloading

采用从边坡顶部开挖、削坡的方法，减少边坡自身荷载，提高边坡稳定性的措施。

2.0.12 锚杆 anchor，anchorage，tendon

由锚固体、锚杆体、外锚头组成的将拉力传递到岩土体的锚固体系。

2.0.13 预应力锚杆 prestressed anchor

对锚杆杆体的自由段施加张拉力，使之弹性伸长而施加预应力的锚杆。

2.0.14 非预应力锚杆 non－prestressed anchor

不施加预应力的锚杆。

2.0.15 拉力型锚杆 tensioned anchor

对锚杆施加预应力时，锚固段注浆体处于受拉状态的锚杆。

2.0.16 压力型锚杆 pressured anchor

对锚杆施加预应力时，锚固段注浆体处于受压状态的锚杆。

2.0.17 拉力分散型锚杆 tensioned multiple－head anchor

锚固段沿锚杆体分散设置的拉力型锚杆。

2.0.18 压力分散型锚杆 pressured multiple－head anchor

锚固段沿锚杆体分散设置的压力型锚杆。

2.0.19 锚固段 bound part of an anchor

预应力锚杆张拉过程中，由胶结材料或机械装置与被锚固体稳定介质形成整体的内部持力区段。

2.0.20 自由段 free part of an anchor

预应力锚杆张拉过程中，依靠锚杆材料本身的弹性，可以自由伸长的部分。

2.0.21　抗滑洞塞　shear plug

岩质边坡坡体内用混凝土回填、起抗滑作用的洞塞，称抗滑洞塞。

3 基本规定

3.1 基本资料

3.1.1 水利水电工程边坡设计所需的基本资料应包括水文、气象、地形地质、施工条件和与边坡有关的工程设计资料。

3.1.2 水文、气象资料应包括下列内容：

1 降雨，包括降雨强度和降雨过程。

2 对边坡安全有影响的集水面积及地面径流。

3 最高、最低气温和最热、最冷月平均气温，在寒冷和严寒地区还应包括最大冻土深度。

3.1.3 地质资料应包括工程地质、水文地质和地震等，并应满足第4章的要求。

3.2 边坡级别确定

3.2.1 水利水电工程边坡级别确定应考虑下列因素：

1 对建筑物安全和正常运用的影响程度。

2 对人身和财产安全的影响程度。

3 边坡失事后的损失大小。

4 边坡规模大小。

5 边坡所处位置。

6 临时边坡还是永久边坡。

7 社会和环境因素。

3.2.2 边坡的级别应根据相关水工建筑物的级别及边坡与水工建筑物的相互间关系，并对边坡破坏造成的影响进行论证后按表3.2.2的规定确定。

3.2.3 若边坡的破坏与两座及其以上水工建筑物安全有关，应分别按照3.2.2条的规定确定边坡级别，并以最高的边坡级别为准。

表 3.2.2　边坡的级别与水工建筑物级别的对照关系

建筑物级别	对水工建筑物的危害程度			
	严　重	较严重	不严重	较　轻
	边坡级别			
1	1	2	3	4、5
2	2	3	4	5
3	3	4	5	
4	4	5		

注 1：严重：相关水工建筑物完全破坏或功能完全丧失。

注 2：较严重：相关水工建筑物遭到较大的破坏或功能受到比较大的影响，需进行专门的除险加固后才能投入正常运用。

注 3：不严重：相关水工建筑物遭到一些破坏或功能受到一些影响，及时修复后仍能使用。

注 4：较轻：相关水工建筑物仅受到很小的影响或间接地受到影响。

3.2.4　对于长度大的边坡，应根据不同区段与水工建筑物的关系和各段建筑物的重要性，分区段按 3.2.2 条的规定分别确定边坡级别。

3.2.5　对仅施工期临空，当相关水工建筑物建成后没有发生破坏或超常变形的边界条件的临时边坡，其级别最低可定为 5 级。

3.2.6　对于与水工建筑物安全和运用不相关的水利水电工程边坡，应考虑水利水电工程的特点，进行技术、经济比较论证后确定边坡级别。

3.3　边坡运用条件划分

3.3.1　边坡的运用条件应根据其工作状况、作用力出现的几率和持续时间的长短，分为正常运用条件、非常运用条件Ⅰ和非常运用条件Ⅱ三种。

3.3.2　正常运用条件应包括以下工况：

1　临水边坡应符合以下规定。

1）水库水位处于正常蓄水位和设计洪水位与死水位之间的各种水位及其经常性降落；

2）除宣泄校核洪水以外各种情况下的水库下游水位及其经常性降落；

3）水道边坡的正常高水位与最低水位之间的各种水位及其经常性降落。

2 不临水边坡工程投入运用后经常发生或持续时间长的情况。

3.3.3 非常运用条件Ⅰ应包括以下工况：

1 施工期。

2 临水边坡的水位非常降落。

3 校核洪水位及其水位降落。

4 由于降雨、泄水雨雾和其他原因引起的边坡体饱和及相应的地下水位变化。

5 正常运用条件下，边坡体排水失效。

3.3.4 非常运用条件Ⅱ应为正常运用条件下遭遇地震。

3.4 抗滑稳定安全系数标准

3.4.1 水利水电工程边坡的最小安全系数应综合考虑边坡的级别、运用条件、治理和加固费用等因素，在本标准规定的范围内选定。

3.4.2 采用5.2节规定的极限平衡方法计算的边坡抗滑稳定最小安全系数应满足表3.4.2的规定。经论证，破坏后给社会、经济和环境带来重大影响的1级边坡，在正常运用条件下的抗滑稳定安全系数可取1.30～1.50。

表3.4.2 抗滑稳定安全系数标准

运用条件	边坡级别				
	1	2	3	4	5
正常运用条件	1.30～1.25	1.25～1.20	1.20～1.15	1.15～1.10	1.10～1.05
非常运用条件Ⅰ	1.25～1.20	1.20～1.15	1.15～1.10	1.10～1.05	
非常运用条件Ⅱ	1.15～1.10	1.10～1.05		1.05～1.00	

3.4.3 若边坡仅发生变形而未失稳就可能导致建筑物的破坏或功能丧失，采用的抗滑稳定最小安全系数应取表 3.4.2 规定范围内的大值。

3.4.4 若采取加固措施对抗滑稳定安全系数增加不敏感，使得增加加固措施不经济时，采用的抗滑稳定最小安全系数可取表 3.4.2 规定范围内的小值。

3.4.5 若边坡的破坏风险或其他不确定的因素难以确定和查明，采用的抗滑稳定最小安全系数应取表 3.4.2 规定范围内的大值，反之可取小值。

4 边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定

4.1 一 般 规 定

4.1.1 水利水电工程边坡应按照《水利水电工程地质勘察规范》(GB 50287—99)的要求，与相应建筑物一起进行地质勘察。必要时，应进行专门的工程地质勘察。

4.1.2 边坡地质勘察应收集和分析工程区的工程地质、水文地质和地震等资料，对边坡的历史进行调查，分析边坡当前的稳定性状和人类活动对边坡稳定的影响。

4.1.3 水利水电工程边坡设计宜根据地形地貌、工程地质条件以及工程布置方案等，分区段分析评价边坡的稳定性，论证治理、加固的必要性。

4.1.4 对于大型水利水电工程中地质条件复杂、稳定性较差且对工程安全有影响的1级、2级边坡，宜在勘察初期即开始进行变形和地下水监测。

4.2 破坏模式和稳定性判别

4.2.1 水利水电工程边坡的地质条件至少应包含下列地质信息：

1 边坡类型。

2 边坡的形状、规模、地形地貌和岩土体的性质。

3 结构面性状、分布及其组合。

4 边坡水文地质条件及其动态特征变化规律。

5 边坡当前的稳定状态。

6 边坡的可能失稳模式。

7 可能的剪出口的位置。

4.2.2 边坡可能的失稳模式判别，宜按照附录A的规定执行。

4.2.3 受降雨和泄水雨雾影响的边坡，应确定受影响的范围和

地下水位变化或上层滞水情况以及岩土体的饱和状态，并判定其失稳模式。

4.2.4 对于1级、2级边坡，沿可能滑动方向的典型剖面不宜少于3个，其中主剖面应代表最危险的滑动面或通过滑动面最深的位置；垂直滑动方向的剖面不宜少于2个。

4.2.5 当滑坡体分为多个区段时，每个区段至少应有1个剖面。

4.2.6 对处于自然状态下或施工中的边坡，应分别进行失稳可能性的初步判别。

4.2.7 下列边坡应进行失稳可能性的初步判别：

1 工程区和水库库区内对人身和财产安全有重大影响的边坡。

2 工程区和水库库区对主要建筑物安全和正常运用有影响的边坡。

3 工程区和水库库区内对环境有重大影响的边坡。

4 因修建水利水电工程对河道有重大影响的边坡。

4.2.8 存在下列一种或多种情况的边坡，可初步判别为有可能失稳的边坡：

1 顺坡向卸荷裂隙发育的边坡。

2 已发生倾倒变形或蠕变的边坡。

3 已发生张裂变形的下软上硬的双层或多层结构边坡。

4 在碎裂结构岩体中和散体结构岩体中开挖的边坡。

5 存在有倾向坡外的结构面，且结构面的倾角小于坡角并大于其内摩擦角的岩质边坡。

6 坡面上出现平行边坡走向的张裂缝或环形裂缝的边坡。

7 分布有巨厚层崩积物的边坡。

8 坡脚被水淹没或被开挖的新、老滑坡体、崩塌体和土质边坡。

9 坡脚受水流淘刷的土质边坡。

10 有迹象表明边坡有可能失稳或曾经失稳的边坡。

4.2.9 边坡稳定性的初步判别宜采用极射赤平投影法、工程地质类比法进行判别。当采用极射赤平投影法时，宜采用附录B

规定的方法。

4.3 岩体抗剪强度指标的取值方法

4.3.1 边坡岩体抗剪强度指标的确定应遵守下列规定：

1 1级边坡宜采用现场试验、室内试验、反演分析和工程地质类比等方法，综合分析确定抗剪强度指标。

2 2级边坡可采用室内试验、反演分析和工程地质类比等方法，综合分析确定抗剪强度指标。

3 3级边坡可采用反演分析和工程地质类比法确定岩体抗剪强度指标，必要时可进行室内试验。

4.3.2 试验样品应具有代表性，试验荷载的大小应与边坡的实际受力情况一致或接近。

4.3.3 应根据边坡岩层性质进行岩层概化，对性质不同的主要岩层应分层取样。1级和2级边坡每一主要岩层的抗剪强度试验组数不宜少于11组，代表性结构面不宜少于5组。

4.3.4 边坡岩体的抗剪强度应按式（4.3.4）计算：

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\varphi' \tag{4.3.4}$$

式中 τ_f——抗剪强度（MPa）；

c'——有效凝聚力（MPa）；

σ'——法向有效应力（MPa）；

φ'——有效内摩擦角（°）。

4.3.5 岩质边坡中不同性质的结构面抗剪强度指标取值应符合下列规定：

1 硬质结构面应取峰值强度的小值平均值。

2 软弱夹层及软弱结构面应取屈服强度。

3 泥化夹层应取残余强度。

4.3.6 概化为同一岩层的岩体抗剪强度指标宜按式（4.3.6-1）和式（4.3.6-2）计算：

$$c = \sum_{i=1}^{n} k_i c_i + \sum_{j=1}^{n} k_j c_j \tag{4.3.6-1}$$

$$\tan\varphi = \sum_{i=1}^{n} k_i \tan\varphi_i + \sum_{j=1}^{n} k_j \tan\varphi_j \qquad (4.3.6-2)$$

式中 c、φ——岩体的凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）；

c_i、φ_i——岩块的凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）；

c_j、φ_j——结构面的凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）；

k_i、k_j——岩块和不连续结构面在潜在滑动面上所占的比例，1级边坡宜根据地质测量结果综合分析确定，其他级别的边坡可根据工程类比确定。

4.4 土体抗剪强度指标的取值方法

4.4.1 对1级、2级边坡应同时采用试验、工程地质类比或反演分析等方法综合分析确定土体抗剪强度指标。3级及其以下边坡的土体抗剪强度指标可采用工程地质类比、反演分析等方法确定。

4.4.2 边坡土体的抗剪强度宜采用式（4.4.2-1）计算：

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\varphi' \qquad (4.4.2-1)$$

$$\sigma' = \sigma - u \qquad (4.4.2-2)$$

对黏性土边坡，在水位降落和边坡开挖情况下，土体的抗剪强度也可采用式（4.4.2-3）计算：

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma_c' \tan\varphi_{cu} \qquad (4.4.2-3)$$

对填筑施工期的黏性土填筑边坡，土体的抗剪强度也可采用式（4.4.2-4）计算：

$$\tau_f = c_u + \sigma \tan\varphi_u \qquad (4.4.2-4)$$

式中 σ——法向总应力（MPa）；

σ_c'——水位降落前或边坡开挖前的法向有效应力（MPa）；

u——孔隙压力（MPa）；

c_{cu}、φ_{cu}——土体固结不排水剪总强度指标，凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）；

c_u、φ_u——土体不排水剪总强度指标，凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）。

4.4.3 对于非饱和的1级黄土边坡，应对其总应力指标和有效应力指标及其使用进行专门研究。必要时，对于2级非饱和黄土边坡也应进行专门研究。

4.4.4 采用试验方法测定土体抗剪强度指标时，可将性质相近的土层概化为一层土，概化后的各土层均应取样。1级边坡主要土层的抗剪强度试验组数不宜少于11组。

4.4.5 非填筑边坡土体的试样应采用原状土样。

4.4.6 由于挡水、降雨或泄水雨雾等原因可能导致边坡土体饱和时，应将试样饱和后再进行试验。

4.4.7 土体抗剪强度指标宜采用三轴压缩试验测定。确实有困难时，对于2级及其以下等级边坡，也可采用直剪试验或无侧限抗压强度试验测定。试验应按《土工试验规程》(SL 237—1999)进行。试验荷载的大小和加荷方式应与边坡施工和运用的实际情况相一致。

4.4.8 膨胀土边坡的残余抗剪强度指标宜采用反复剪切试验测定。

4.4.9 天然土体抗剪强度取值应考虑土体裂隙、含水率变化等因素的影响。

4.4.10 对已滑移的滑坡，其滑动面的抗剪强度指标宜取残余强度值，或取反分析强度值。

4.4.11 测定的抗剪强度指标应按照附录C的规定整理和采用。

5 边坡的计算和分析

5.1 渗 流 计 算

5.1.1 边坡天然地下水的分布状况应按照第4章的规定通过勘察确定。必要时，宜通过反演分析确定。

5.1.2 渗流计算应求出地下水水面线、等势线、渗透比降和渗流量等成果。

5.1.3 1级、2级边坡的渗流计算宜采用数值分析方法，3级及其以下级别的边坡可采用公式计算。

5.1.4 渗流计算参数宜根据现场试验、室内试验和工程类比等方法确定。对于地质条件复杂的边坡，还宜采用反演分析方法复核和修正。

5.1.5 当边坡体设置排水时，渗流计算应分别考虑边坡体排水措施有效和失效对渗流场的影响。

5.1.6 渗流计算时，对渗透系数相差5倍以内的相邻薄土层可视为一层，采用加权平均渗透系数作为计算依据。

5.1.7 渗流计算时，应考虑材料渗透系数的各向异性。

5.1.8 对易受降雨和泄水雨雾影响的边坡，宜考虑其对地下渗流场的影响。

5.1.9 土质边坡和散体结构、发育有软弱夹层和破碎带的岩质边坡等均应进行渗透变形形式判别，判别方法应按GB 50287—99的规定执行。

5.1.10 在没有反滤保护的情况下，边坡的渗透出逸比降应小于材料的允许渗透比降。

5.2 稳 定 计 算

5.2.1 经稳定性初步判别有可能失稳的边坡均应进行稳定计算。初步判别难以确定稳定性状的边坡也应进行稳定计算。

5.2.2 对可能发生滑动破坏的边坡，应按照本节的规定进行抗滑稳定计算。对可能发生其他破坏形式的边坡，宜参照类似边坡进行专门研究。

5.2.3 进行稳定计算时，应根据边坡的地形地貌、工程地质条件以及工程布置方案等，分区段选择有代表性的剖面。

5.2.4 若某一种运用条件下存在多种工况，应首先分析选定最危险工况。对于同一运用条件，应计算出最危险工况的稳定安全系数。当最危险工况难以确定时，应对同一运用条件下的不同工况分别进行稳定计算。对于临水边坡，宜通过试算求出不利水位。

5.2.5 对处于设计地震加速度 0.1g 及其以上地区的 1 级、2 级边坡和处于 0.2g 及其以上地区的 3～5 级边坡，应按拟静力法进行抗震稳定计算。计算方法应符合附录 D 的规定。

5.2.6 抗滑稳定计算应以极限平衡方法为基本计算方法。对于 1 级边坡，可同时采用强度指标折减的有限元法验算其抗滑稳定性。

5.2.7 对于土质边坡和呈碎裂结构、散体结构的岩质边坡，当滑动面呈圆弧形时，宜采用简化毕肖普（Simplified Bishop）法和摩根斯顿－普赖斯法（Morgenstern－Price）进行抗滑稳定计算，当滑动面呈非圆弧形时，宜采用摩根斯顿－普赖斯法和不平衡推力传递法进行抗滑稳定计算。

5.2.8 对于呈块体结构和层状结构的岩质边坡，宜采用萨尔玛法（Sarma）和不平衡推力传递法进行抗滑稳定计算。

5.2.9 对由两组及其以上节理、裂隙等结构面切割形成楔形潜在滑体的边坡，宜采用楔体法进行抗滑稳定计算。

5.2.10 对 1 级、2 级边坡，宜采用上述合适的多种方法进行抗滑稳定计算，综合判断取值。

5.2.11 抗滑稳定计算方法的公式、荷载计算及其各种假定应符合附录 D 的规定。

5.2.12 对三维效应明显的 1 级、2 级边坡，还宜采用三维稳定

分析方法验算其稳定性。

5.2.13 进行边坡抗滑稳定计算时，应采用优化方法搜索稳定安全系数的极小值。

5.2.14 边坡的抗滑稳定最小安全系数应满足 3.4 节的规定。

5.2.15 如有条件，对于 1 级边坡可采用基于抗滑稳定安全系数的方法进行可靠度分析。采用的可靠度分析方法应符合附录 D.3 的规定。

5.3 应力和变形计算

5.3.1 下列 1 级边坡宜采用数值分析方法计算边坡的应力和变形：

1 边坡变形对建筑物应力、变形有影响的边坡。

2 因开挖卸荷导致边坡变形破坏的边坡。

5.3.2 对于设计地震加速度 0.3g 及其以上地区，需要进行应力和变形计算的 1 级边坡，必要时还宜进行动力分析。

5.3.3 应力和变形计算宜采用有限单元法等数值分析方法。

5.3.4 计算采用的岩、土物理力学参数宜由试验测定，并结合工程类比选定。对于断层、裂隙密集带和软弱夹层等地质构造，应采用专门的力学单元进行模拟。

5.3.5 有限元计算宜按照地形改变、荷载变化和强度变化等情况，模拟边坡施工的分期加载和卸载过程。必要时宜计入构造应力作用，确定岩体初始应力，并应分析计算岩体次生应力和变形等。

5.3.6 有限元等数值分析方法的计算结果，应包括边坡体的应力和变形、塑性区、拉力区、裂缝和超常变形等内容。应在对其结果合理性分析的基础上，对边坡和相邻建筑物进行安全评价。

6 边坡治理和加固

6.1 一 般 规 定

6.1.1 边坡的治理和加固设计应遵循下列原则，经多方案的技术经济比较后选定：

1 应综合考虑边坡的地形、地质条件、施工技术水平及难易程度等因素，与建筑物相关的边坡还应考虑建筑物与边坡的相互关系。

2 若需要采用多种措施进行边坡治理和加固，应综合考虑各种措施的技术特点和用途，使其形成有机的治理和加固体系。

3 应优先考虑采用治理措施，若仍不能满足要求或难以实施，再考虑采取加固措施。

4 应根据施工期揭露的地质条件变化和安全监测反馈的有关信息，完善和修正设计。

5 应论证采用新技术、新结构、新材料、新工艺的技术可行性和经济合理性。

6.1.2 对于与新建建筑物相关的边坡，在满足建筑物布置的前提下，开挖边坡的走向、形状应根据地形、地质条件的特点，以及边坡稳定的需要确定。若开挖边坡的走向、形状与相关建筑物布置相矛盾，在建筑物布置允许的前提下，宜调整建筑物的布置。

6.1.3 边坡的治理和加固可采用下列一种或多种措施：

1 减载、边坡开挖和压坡。

2 排水和防渗，排水包括坡面、坡顶以上地面排水、截水和边坡体排水。

3 坡面防护，包括用于土坡的各种形式的护砌和人工植被，用于岩坡的喷混凝土、喷纤维混凝土、挂网喷混凝土，以及柔性主动支护、土工合成材料防护等措施。

4 边坡锚固，包括各种锚杆、抗滑洞塞等。

5 支挡结构，包括各种形式的挡土墙、抗滑桩、土钉、柔性被动支护措施等。

6.1.4 进行边坡治理和加固时，宜设置完善的地面截水、排水系统。若边坡的稳定安全性状对地表水下渗引起的岩、土体饱和和地下水升高敏感，还应做好坡面防渗和坡面附近的地面防渗。

6.1.5 当需要采取锚固措施加固边坡时，应研究以下几种锚固与支挡结构组合的技术可行性和经济合理性：

1 锚杆与挡土墙。

2 锚杆与抗滑桩。

3 锚杆与混凝土格构。

4 锚杆与混凝土塞或混凝土板。

6.1.6 边坡的治理和加固应考虑环境保护，并应与周围建筑物和环境相协调。

6.2 减载、边坡开挖和压坡

6.2.1 减载措施可采用坡顶开挖、削坡等方式。

6.2.2 减载措施宜用于松动变形和可能发生滑动、倾倒、崩塌等破坏情况下，潜在滑动面上陡下缓且滑体厚的边坡治理。

6.2.3 当场地条件允许时，边坡开挖、减载和压坡措施宜配合使用。

6.2.4 采用减载方法治理边坡，应根据潜在滑动面的形状、位置、范围确定减载方式，并避免因减载开挖引起新的边坡失稳。

6.2.5 边坡马道的间距、宽度和纵向坡度等应根据边坡岩土体性质、地质构造特征，并应考虑边坡稳定、坡面排水、防护、维修及安全监测等需要综合确定。马道的最小宽度不宜小于 2m。

6.2.6 在边坡的平均坡度满足抗滑稳定要求的前提下，黄土边坡宜开挖成“陡坡宽马道”的形式。马道间的高度为 5～10m 时，两马道之间的开挖坡度可陡于 1∶0.5。边坡总高度大于 40m 时，可在坡高的 1/2 稍高处设置宽平台。平台宽度应根据边

坡的整体稳定和局部稳定要求，经计算确定。

6.2.7 对于含有膨胀性岩、土的边坡治理，可根据地质情况采取预留开挖保护层、盖压、砌护封闭、保湿和置换等措施。

6.2.8 压坡体的高度、长度和坡度等应经压坡局部稳定和边坡整体稳定计算确定。

6.2.9 压坡材料宜与边坡坡体材料的变形性能相协调。当采用土料和堆石料填筑岩质边坡的压坡时，对于需要严格限制变形的边坡，压坡体提供的抗力应按主动土压力计。

6.3 排水和防渗

6.3.1 边坡的排水和防渗系统应包括排除地表水、地下水和减少地表水下渗等措施。地表排水、地下排水与防渗措施宜统一考虑，使之形成相辅相成的防渗、排水体系。

6.3.2 地表排水系统应包括边坡坡面及其以外集水面积内的截水、排水和防渗等设施。

6.3.3 地表排水系统应根据集水面积、降雨强度、历时和径流方向等进行整体规划和布置。潜在滑动体范围内外的地表排水系统宜分开布置，自成体系。

6.3.4 地表排水和截水沟的位置、数量和断面尺寸，应根据降雨强度、历时、分区汇水面积等，经计算确定。坡面排水沟尺寸的确定，除考虑坡面径流量外，还应计入坡体内渗出的水量。

6.3.5 对于天然滑坡体范围内的地表排水，主排水沟方向应有利于快速排除地表水。

6.3.6 排水沟可选择梯形或矩形断面。可采用混凝土现浇或块石、预制混凝土件砌筑，接缝面应设置止水措施。

6.3.7 当边坡受降雨、泄流雨雾或其他原因影响其稳定时，除应做好地表排水外，还应研究是否需要进行防渗处理。

6.3.8 边坡坡体内排水可采用下列一种或多种措施：

1 坡面排水孔。

2 排水洞及其排水孔。

3　网状排水带和排水盲沟。

4　贴坡排水。

6.3.9　坡面排水孔宜采用梅花形布置，孔、排距宜不大于3m，孔径可为50～100mm。孔向宜与边坡走向正交，并倾向坡外，倾角可为10°～15°。在岩质边坡中，孔向宜与主要发育裂隙倾向呈较大角度布置。

6.3.10　排水洞应布置在潜在滑动面以下的稳定岩土层内。设置多条排水洞时，应形成完整的排水体系。排水主洞走向宜与边坡走向一致或接近。排水洞内的排水孔的深度、方向和孔位布置应根据裂隙发育情况、产状、地下水分布特点等确定。排水孔的孔、排距不宜大于3m，孔径可为50～100mm。

6.3.11　在土质边坡、散体结构的岩质边坡和断层、裂隙密集带等部位，以及排水孔穿过泥化夹层等时，排水孔内应设置排水管，并应做好反滤保护。对于地质条件较好的岩质边坡，其排水孔可仅设孔口管。

6.3.12　挡土墙的排水设计应按照《水工挡土墙设计规范》（SL 379—2007）的有关规定执行。

6.3.13　采用压坡措施进行边坡治理时，压坡体的排水设计可参照《碾压式土石坝设计规范》（SL 274—2001）的有关规定执行。

6.3.14　当边坡体内的地下水位降低可能对周围环境造成不利影响时，应研究地下水位降低的幅度是否适度或能否采取其他替代措施。

6.3.15　对1级临水边坡，当坡面排水孔位于水位变动区时，宜在排水孔孔口设置带有逆止阀的单向排水管。

6.4　坡面防护

6.4.1　当边坡岩体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等影响边坡耐久性或正常运用，或可能威胁到人身和财产安全时，应进行坡面防护。

6.4.2　坡面防护可选用下列材料进行护砌：

1 干砌石、土工网石笼和钢筋石笼。

2 浆砌石。

3 预制、现浇混凝土和钢筋混凝土板（或块）。

4 浆砌石和钢筋混凝土格构。

5 喷砂浆、喷混凝土、挂网喷混凝土、喷钢纤维混凝土、喷合成纤维混凝土和主动柔性防护网。

6 草皮以及其他植物护坡。

7 其他新型材料，包括生态、环保型柔性材料。

6.4.3 坡面防护的材料及结构的选择，应根据地形、地质、运用条件及材料来源情况，并应考虑下列因素经技术经济比较确定：

1 雨水冲刷、波浪淘刷作用。

2 冻胀、干裂作用。

3 漂浮物和冰层的撞击和挤压作用。

4 坡面风化作用。

5 坡面防渗。

6 植生效果、环境效应。

6.4.4 坡面防护措施应能保持自身的稳定。若坡面防护与锚固、支挡等措施联合使用，可一并进行计算。

6.4.5 寒冷和严寒地区的坡面防护设计应考虑冻融、冻胀作用。对临水边坡应考虑冰压力对坡面防护的影响。有关设计应按照《水工建筑物抗冰冻设计规范》（SL 211—2006）的规定执行。

6.4.6 当坡面防护材料与边坡体材料不能满足反滤要求时，护面下应按反滤要求设置垫层。

6.4.7 临水边坡采用干砌石、预制混凝土或钢筋混凝土板（或块）防护时，可按照 SL 274—2001 附录 A 规定的方法计算。

6.4.8 护坡石料应质地致密坚硬，并应满足抗水和抗风化性能要求。

6.4.9 现浇混凝土或钢筋混凝土板（或块）的混凝土强度等级不宜低于 C15。

6.4.10 喷砂浆厚度不宜小于30mm；喷素混凝土、喷钢纤维混凝土厚度不宜小于50mm；单层挂网喷混凝土厚度不宜小于100mm。喷混凝土的强度等级不宜低于C20。

6.4.11 浆砌石和钢筋混凝土格构可选择方形、菱形、人字形、城门洞形和弧形等形式。格构应设变形缝，缝间距不宜大于20m。不同形式格构的间距可按下列规定选用：

1 浆砌石格构间距不宜大于3m。

2 现浇钢筋混凝土格构间距不宜大于5m。

3 若格构同时作为预应力锚杆外锚头时，应采用钢筋混凝土格构，其形式和尺寸应按锚杆布置形式和间距确定。

6.4.12 初步选定格构的断面尺寸时，可按下列规定选用：

1 浆砌石格构的断面高度可为400～500mm，宽度可为300～450mm。

2 现浇混凝土和钢筋混凝土格构断面高度可为300～400mm，宽度可为200～300mm。若与预应力锚杆外锚头结合时，外锚头可按6.6.15条的规定执行。

6.4.13 若边坡岩土体有可能发生风化剥落、浅层滑动或蠕滑，且又不易清理或清理不经济时，可采用主动柔性防护措施。主动柔性防护系统应通过锚杆和支撑绳将金属网张紧覆盖于坡面，构成表层的连续支撑防护系统。

6.5 非预应力锚杆

6.5.1 下列情况下的边坡加固宜采用非预应力锚杆支护：

1 节理裂隙发育、风化严重的岩质边坡的浅层锚固。

2 碎裂和散体结构岩质边坡的浅层锚固。

3 边坡的松动岩块锚固。

4 土质边坡的锚固。

5 固定边坡坡面防护结构或构件的锚固。

6.5.2 非预应力锚杆的锚固形式选择宜符合下列规定：

1 机械式锚固宜用于需要快速加固的硬岩临时边坡，锚固

形式可采用楔缝式、倒楔式和胀壳式。

2 全长黏结式锚固可用于变形不大的各种类型边坡，黏结材料可采用水泥浆、水泥砂浆和树脂锚固剂。

3 摩擦式锚固宜用于需要快速加固的软弱破碎、塑性流变和受动载作用的岩质临时边坡，锚固形式可采用缝管式、楔管式和水胀式。

6.5.3 锚杆材料、直径、防护技术要求应按照《锚杆喷射混凝土支护技术规范》（GB 50086—2001）的有关规定执行。

6.5.4 应根据岩体节理裂隙的发育程度、产状、块体规模等布置系统锚杆，平面布置形式可采用梅花形或方形。对于系统锚杆不能兼顾的坡面随机不稳定块体，应布置随机锚杆。

6.5.5 非预应力锚杆作为系统锚杆时，长度可为3～15m，锚杆最大间距宜小于5m，且不大于锚杆长度的1/2。岩质边坡的非预应力系统锚杆的孔向宜与主要结构面垂直或呈较大夹角。

6.6 预应力锚杆

6.6.1 预应力锚杆按锚固段与周围介质的连接形式可分为机械式和黏结式。

6.6.2 机械式预应力锚杆宜用于需要快速加固和对防腐要求较低的硬质岩质边坡。

6.6.3 黏结式预应力锚杆按锚固段胶结材料的受力情况可分为拉力集中型、压力集中型、拉力分散型和压力分散型4种形式。

6.6.4 拉力集中型预应力锚杆用于软岩和土坡时，单根锚固力不宜过大。

6.6.5 对具有强侵蚀性环境中的边坡，当单根锚杆的锚固力不大时，宜采用压力集中型预应力锚杆。

6.6.6 对要求单根锚杆的锚固力大的软岩或土质边坡，宜采用拉力分散型预应力锚杆；但当其环境对锚杆有侵蚀性时，宜采用压力分散型预应力锚杆。

6.6.7 对于不同的边坡破坏模式，预应力锚杆的安设部位宜参

照下列规定确定（见图 6.6.7）：

1 当边坡失稳模式为滑动破坏时，应将预应力锚杆布置在潜在滑动体的下、中部。

2 当边坡失稳模式为倾倒破坏时，应将预应力锚杆布置在潜在倾倒体的中、上部。

3 当存在软岩层或风化带，可能导致边坡变形破坏时，预应力锚杆应穿过软岩层或风化带安设，并采用混凝土锚固墩封闭。

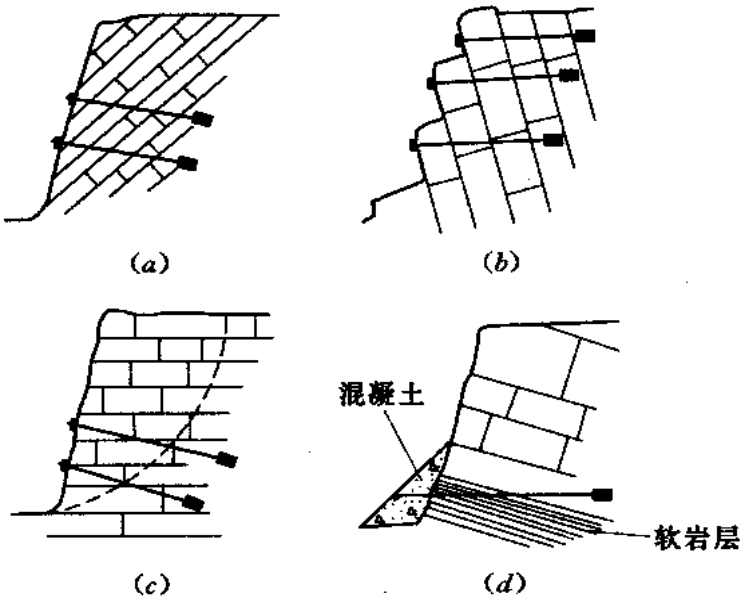


图 6.6.7 预应力锚杆安设部位示意图

(a) 平面滑动模式；(b) 倾倒破坏模式；(c) 圆弧滑动模式；(d) 锚杆与混凝土共同加固软弱风化带

6.6.8 预应力锚杆间距应根据总设计锚固力、单根锚杆的锚固力、锚杆长度和边坡地层岩性确定，并应符合下列规定：

1 预应力锚杆宜长、短相间布置。

2 锚杆体相互平行布置时，间距可为 4～10m。

3 锚杆体相互不平行布置时，锚固段最小间距应大于 1.5m。

6.6.9 确定预应力锚杆截面尺寸时，预应力钢丝、钢绞线和精

轧螺纹钢筋等材料在设计张拉力（设计工作荷载）作用下的强度利用系数可采用 0.55～0.65。

6.6.10 单根预应力锚杆的锚固力确定应考虑下列因素：

1 边坡需要施加的总锚固力大小。

2 边坡地质条件。

3 类似工程经验。

4 预应力锚杆的类型、锚固体结构型式及其制作技术水平。

5 预应力张拉设备的能力。

6.6.11 单根预应力锚杆的锁定锚固力应根据相关建筑物位移控制要求和边坡地质条件确定。

6.6.12 预应力锚杆安设角度宜采用最优锚固角。实际采用的安设角度可根据潜在滑动体的实际情况和施工条件调整。仰角或俯角宜大于 10°。最优锚固角可按式（6.6.12）计算：

$$\beta = \theta - \left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{6.6.12}$$

式中 β——最优锚固角（°），为预应力锚杆与水平面夹角（正值为仰角，负值为俯角）；

θ——滑动面倾角（°）；

φ——滑动面内摩擦角（°）。

6.6.13 预应力锚杆的锚固段应锚固在潜在滑动面 1.5m 以外的稳定岩土体内。锚固段长度可根据附录 E 确定。

6.6.14 预应力锚杆自由段的长度不宜小于 5m。

6.6.15 预应力锚杆外锚头的传力结构宜根据计算确定，传力结构型式可按照下列规定选择：

1 块状、层状结构的岩质边坡可采用四棱台形混凝土台座，也可选用其他材料的台座。

2 碎裂状、散体结构的岩质边坡可采用混凝土台座间加联系梁结构。

3 对于下部分布有软岩层的岩质边坡，软岩层处的传力结构可采用混凝土塞或混凝土格构。

4　土质边坡、土石混合边坡可采用混凝土格构。

5　当同时采用支挡结构和预应力锚杆加固边坡时，预应力锚杆的传力结构宜与支挡结构相结合。

6.7　支 挡 结 构

6.7.1　抗滑桩宜用于潜在滑动面明确、对边坡变形控制要求不高的土质边坡、土石混合边坡和碎裂状、散体结构的岩质边坡。

6.7.2　抗滑桩宜布置在滑坡体下部、且滑面较平缓的地段；当滑动面长、滑坡推力大时，可与其他加固措施配合使用，或可沿滑动方向布置多排抗滑桩。多排抗滑桩宜按梅花形布置。

6.7.3　群桩或排桩的桩间距应根据边坡地质条件，以及桩的结构、承载能力等经技术经济比较确定。确定的桩间距应使岩土体不致从桩间挤出。初步选定时，桩的中心距可为 5～10m，且宜大于桩的横截面短边或直径的 2.5 倍。

6.7.4　抗滑桩的横断面形状可采用矩形或圆形。当滑坡体滑动方向明确时，可采用矩形断面，其短边宜与滑动方向正交；当滑动方向难以准确确定时，宜采用圆形断面。

6.7.5　抗滑桩的断面尺寸应根据单桩承担的推力大小、锚固段地层横向容许承载力和桩间距等因素确定。初步选定时，矩形断面的短边边长可为 1.5～3m，长边边长不宜小于短边的 1.5 倍；圆形断面的直径可为 1.5～5m。

6.7.6　对于可能产生塑流破坏、地下水较发育、且处于移动状态的滑坡体，抗滑桩宜按下列两种方法进行技术经济比较后设置：

1　采用小间距、小断面的抗滑桩。

2　在抗滑桩之间设置连接板或联系梁。

6.7.7　稳定计算时，应核算抗滑桩上方的边坡体是否会越过桩顶滑出，并应采取相应措施。抗滑桩锚固段应锚固在潜在滑动面以下的稳定地层内，且不应产生新的深层滑动。初步选定时，锚

固段长度可为桩长的1/4～1/3，最终应根据计算确定。

6.7.8 抗滑桩宜采用普通钢筋混凝土。必要时，也可采用预应力钢筋混凝土。

6.7.9 抗滑桩计算应按附录F的规定执行。

6.7.10 挡土墙宜布置在潜在滑坡体前部潜在滑动面缓的部位。根据稳定要求，可设一道或多道挡土墙。挡土墙的底部应在潜在滑动面以下，埋置深度应经计算确定。

6.7.11 当采用挡土墙或抗滑桩与锚固措施联合加固方案时，应按两者联合受力进行计算。挡土墙或抗滑桩的变形应与锚杆变形相协调。

6.7.12 对土质及破碎软弱岩质边坡，可采用土钉墙进行加固。根据地形、地质条件，当边坡总高度较高时宜设多级土钉墙。多级土钉墙上、下级之间应设平台。适用的土钉墙总高度和单级高度应根据工程类比确定。

6.7.13 土钉宜采用直径为16～32mm的Ⅱ、Ⅲ级钢筋。初步选定时，长度可为墙高的0.4～1.0倍，间距可为0.75～2m，土钉与水平面夹角可为5°～20°。土钉应与挂钢筋网的喷混凝土面层连接牢固。

6.7.14 若边坡表层岩块有可能发生崩塌、滚落，且又不易清理或清理不经济时，可采用被动柔性防护结构。

6.7.15 被动柔性防护结构应由钢丝绳网、钢柱、支撑绳及其拉锚绳、减压环等构成。钢丝绳网孔边长可为100～300mm。

6.7.16 被动柔性防护结构的防护能力应根据落石动能计算确定。钢丝绳强度不宜低于1770MPa，热镀锌等级不宜低于AB级，并应符合《重要用途钢丝绳》（GB/T 8918—2006）的有关规定。

6.8 抗滑洞塞

6.8.1 若边坡滑动面位置明确，且滑动面上、下岩体相对完整，可采用抗滑洞塞进行加固。

6.8.2 洞轴线沿潜在滑动面走向布置的抗滑洞塞应符合下列规定：

1 抗滑洞塞应切断边坡主滑动面，洞的利用段高度或锚固高度应满足滑动面不绕过抗滑洞塞的要求。

2 抗滑洞塞宜水平布置。

6.8.3 洞轴线与潜在滑动面走向垂直或呈较大角度布置的抗滑洞塞在稳定岩体内的锚固长度宜大于洞径的2倍。

7 安全监测设计

7.1 一般规定

7.1.1 水利水电工程边坡应根据其级别、类型、高度、结构型式、地形和地质条件，以及与水工建筑物的关系，设置必要的安全监测项目和设施。

7.1.2 安全监测设计应符合下列要求：

1 监视边坡在施工期、运行期的工作状态和安全性状。

2 指导施工、检验设计。

3 为科学研究提供资料。

7.1.3 安全监测设计应遵循下列原则：

1 稳定监测应以整体为主，兼顾局部稳定监测，对加固措施应进行重点监测。

2 监测项目应统筹安排、配合设置，应有针对性地设置监测项目，布设监测仪器和设施。

3 监测断面的选择应有代表性，主要监测断面的主要项目宜采用两种以上的监测手段，关键部位的关键仪器宜设备份。

4 施工期和运行期的测点宜结合布置。

5 测点布置应突出重点。

7.1.4 安全监测设施布置应符合下列规定：

1 仪器和电缆应有可靠的保护措施。

2 应统筹安排观测站的布设，观测站宜有良好的交通、照明和防潮条件。

7.1.5 安全监测仪器的选择应符合下列规定：

1 应长期稳定、可靠，并应能在恶劣环境中正常工作。

2 应与要求的量程和精度相适应。

3 应便于操作和维护。

7.1.6 对于1级、2级边坡，宜提出主要监测项目的测值预计

变动范围。

7.1.7 安全监测设计应提出监测设施安装埋设、监测方法、初始值获取、观测频次、观测精度、监测资料整编与分析等技术要求。

7.1.8 安全监测设计除应满足本规范要求外，还宜参照《土石坝安全监测技术规范》（SL 60—94）、《土石坝安全监测资料整编规程》（SL 169—96）、《混凝土大坝安全监测技术规范》（SDJ 336—89）和《大坝安全自动监测系统设备基本技术条件》（SL 268—2001）的有关规定执行。

7.1.9 对于1级边坡，可设置具有数据自动采集和数据管理分析功能的自动化监测系统，但应进行专项设计。采用自动化监测时，还应具备人工监测条件。

7.1.10 对于1级边坡，必要和具备条件时可设置边坡安全预警系统。

7.2 安全监测项目设置和设施布置

7.2.1 1级、2级和3级边坡监测项目设置应符合表7.2.1的规定。

表7.2.1 边坡仪器监测项目设置

序号	监测项目		边坡级别		
			1	2	3
1	变形监测	表面位移	●	●	●
		内部位移	●	☆	—
		倾斜	☆	☆	—
		裂缝	○	☆	—
2	渗流监测	地下水位	●	●	☆
		孔隙压力	○	☆	—
		渗流量	☆	—	—
3	强震监测	地震动加速度	☆	☆	☆
4	爆破影响监测	地震反应	○	☆	☆
		质点速度	○	☆	—
5	地应力监测	应力	☆	—	—

注：●为应设项目，○为宜设项目，☆为可设项目。

7.2.2 库（河）水位、降雨量和气温等环境量监测宜与水工建筑物统筹考虑。

7.2.3 边坡应按区段设置监测断面和测点，并应符合下列规定：

1 1级边坡宜布设2～3个监测断面。

2 2级、3级边坡不应少于1个监测断面。

3 每个监测断面上的表面位移测点不宜少于3个，其他监测项目的测点不宜少于1个。但对于地下水位高的1级边坡，每个断面的地下水位测点不宜少于2个。

4 地质条件复杂的边坡宜增设监测断面或测点。

7.2.4 表面位移工作基点宜布设在边坡附近、边坡变形影响的范围之外，且不受外界干扰、交通方便的部位。

7.2.5 表面水平位移测点宜按照准直线法或前方交会法的监测要求布设，也可按照边角网法或收敛法布设，1级岩质边坡可同时按照垂线法布设，监测工作基点宜与外部基准点组成边角网。1级天然滑坡，也可按照GPS法布设。

7.2.6 块状、层状和碎裂结构的岩质边坡内部位移宜采用多点位移计监测。

7.2.7 采用多点位移计监测内部位移，应符合以下规定：

1 钻孔宜穿过断层、节理裂隙密集带、夹泥层和岩石破碎带。

2 钻孔底部的测点宜锚固在相对稳定的岩体内，否则应在孔口附近增设1个表面水平位移测点。

7.2.8 采用钻孔测斜仪监测内部位移，应符合以下规定：

1 钻孔宜布设在马道上，孔口附近宜布设1个表面水平位移测点。

2 钻孔宜为竖直向布置，底部宜深入潜在滑动面以下5m。

3 钻孔测斜仪可采用活动式或固定式。

7.2.9 倾斜监测应符合下列规定：

1 宜采用倾斜仪，也可采用水准仪。

2 测点宜布设在马道上。

3 倾斜仪应和边坡牢固结合，并应设保护装置。

7.2.10 裂缝监测应符合下列规定：

1 裂缝宜采用电测测缝计，也可采用机械式测缝计、伸缩仪或千分卡尺等。

2 测缝计宜设在有代表性的裂缝部位。

7.2.11 渗流监测应符合下列规定：

1 地下水位可采用渗压计或测压管监测。

2 土质边坡孔隙压力监测宜采用渗压计。

3 渗流量宜分区量测。

7.2.12 1级、2级和3级边坡的加固措施监测项目设置应符合表7.2.12的规定。

表7.2.12 边坡加固措施的监测项目设置

序号	加固措施	监测项目	边坡级别		
			1	2	3
1	预应力锚杆	锚固力	●	●	○
2	非预应力锚杆	应力	○	☆	—
3	抗滑桩	水平位移	○	☆	—
		应力	☆	—	—
		侧向压力	☆	—	—
4	抗滑洞塞	应力	☆	—	—
		岩土压力	☆	—	—

注：●为应设项目，○为宜设项目，☆为可设项目。

7.2.13 边坡加固措施监测应符合下列规定：

1 预应力锚杆的锚固力监测宜采用锚杆测力计。预应力锚固力的锚杆监测数量应不小于预应力锚杆总数的5%，1级、2级边坡预应力锚杆监测数量不宜少于3根，应重点布设在地质复杂部位。

2 非预应力锚杆应力监测宜采用锚杆测力计或点焊式应变计，其监测数量可根据边坡的具体情况确定。

3 抗滑桩的水平位移、应力、侧向压力监测数量可根据边坡的具体情况确定。

4 挡土墙的监测应按照 SL 379—2007 执行。

5 抗滑洞塞的应力、岩土压力监测数量可根据边坡的具体情况确定。

7.3 安全监测资料的整编与分析

7.3.1 安全监测设计应对监测资料的整编与分析提出下列要求：

1 监测仪器安装埋设完成后，应及时取得各监测项目的初始值。

2 对施工期取得的监测资料应进行快速整理、分析，并及时反馈。

3 安全监测资料及其整编和分析成果应及时移交给工程管理单位。

7.3.2 根据监测资料分析边坡安全性状时，宜以变形监测作为主要控制指标。并应按照累计位移、变形速率、加速度等变化情况，结合其他监测资料，综合评价边坡安全性状。

附录 A　边坡失稳模式判别

A.0.1　岩质边坡可能的失稳模式可按照表 A.0.1 进行判别。

表 A.0.1　不同类型的岩质边坡可能的失稳模式

岩体		可能的失稳模式
类型	亚类	
块状结构	整体状结构 块状结构 次块状结构	1. 多沿某一结构面或复合结构面滑动； 2. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 3. 发育陡倾结构面时，易形成崩塌
层状结构	层状同向结构	1. 层面或软弱夹层易形成滑动面，坡脚切断后易产生滑动； 2. 倾角较陡时易产生溃屈或倾倒； 3. 倾角较缓时坡体易产生倾倒变形； 4. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 5. 稳定性受坡角与岩层倾角组合、岩层厚度、顺坡向软弱结构面的发育程度及抗剪强度所控制
	层状反向结构	1. 岩层较陡或存在有陡倾结构面时，易产生倾倒弯曲松动变形； 2. 坡脚有软层时，上部易拉裂或局部崩塌、滑动； 3. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 4. 稳定性受坡角与岩层倾角组合、岩层厚度、层间结合能力及反倾结构面发育与否所控制
	层状斜向结构	1. 易形成层面与节理组成的楔形体滑动或崩塌； 2. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 3. 层面与坡面走向夹角越小，滑动的可能性越高
	层状平叠结构	1. 存在有陡倾节理时，易形成崩塌； 2. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 3. 在坡底有软弱夹层时，在孔隙水压力或卸荷作用下，易产生向临空面的滑动
碎裂结构	镶嵌碎裂结构 碎裂结构	边坡稳定性差，坡度取决于岩块间的镶嵌情况和岩块间的咬合力，失稳类型多以圆弧状滑动为主
散体结构		边坡稳定性差，坡角取决于岩体的抗剪强度，呈圆弧状滑动

A.0.2 土质边坡可能的失稳模式可按照表 A.0.2 进行判别。

表 A.0.2 不同类型的土质边坡可能的失稳模式

边坡类型	主要特征	影响稳定的主要因素	可能的主要变形破坏形式	与水利水电工程关系
黏性土边坡	以黏粒为主，一般干时坚硬，遇水膨胀崩解。某些黏土具大孔隙性（如山西南部的黏土），某些黏土甚坚固（如南方网纹红土），某些黏土呈半成岩状，但含可溶盐量高（如黄河上游的黏土），某些黏土具水平层理（如淮河下游的黏土）	1. 矿物成分，特别是亲水、膨胀、溶滤性矿物含量； 2. 节理裂隙的发育状况； 3. 水的作用； 4. 冻融作用	1. 裂隙性黏土常沿光滑裂隙面形成滑面，含膨胀性亲水矿物黏土易产生滑坡，巨厚层半成岩黏土高边坡，因坡脚蠕变可导致高速滑坡； 2. 因冻融产生剥落； 3. 坍塌	1. 作为水库或渠道边坡，因蓄水、输水可能引起部分黏土边坡变形滑动，注意库岸大范围黏土边坡滑动带来不利影响； 2. 寒冷地区工程边坡因冻融剥落而破坏
砂性土边坡	以砂粒为主，结构较疏松，凝聚力低为其特点，透水性较大，包括厚层全风化花岗岩残积层	1. 颗粒成分及均匀程度； 2. 含水情况； 3. 振动； 4. 外水及地下水作用及密实程度	1. 饱和均质砂性土边坡，在振动力作用下，易产生液化滑坡； 2. 管涌、流土； 3. 坍塌和剥落	1. 在高地震烈度区的渠道边坡或其他建筑物边坡，地震时产生液化滑坡； 2. 机械震动也可能出现局部滑坡； 3. 基坑排水时易出现破坏
黄土边坡	以粉粒为主、质地均一。一般含钙量高，无层理，但柱状节理发育，天然含水量低，干时坚硬，部分黄土遇水湿陷，有时呈固结状，有时呈多元结构	主要是水的作用，因水湿陷，或水对边坡浸泡，水下渗使下垫隔水黏土层泥化等	1. 崩塌； 2. 张裂； 3. 湿陷； 4. 高或超高边坡可能出现高速滑坡	渠道边坡，因通水可能出现滑坡；库岸边坡因库水浸泡可能坍岸或滑动；黄土塬上灌溉使地下水位抬高，可出现黄土湿陷，谷坡开裂崩塌，半成岩黄土区深切河谷可出现高速滑坡；因湿化引起古滑坡复活

表 A.0.2（续）

边坡类型	主要特征	影响稳定的主要因素	可能的主要变形破坏形式	与水利水电工程关系
软土边坡	以淤泥、泥炭、淤泥质土等抗剪强度极低的土为主，塑流变形严重	1. 土性软弱（低抗剪强度高压缩性塑流变形特性）； 2. 外力作用、振动	1. 滑坡； 2. 塑流变形； 3. 坍滑、边坡难以成形	渠道通过软土地区因塑流变形而不能成形，坡脚有软土层时，因软土流变挤出使边坡坐塌
膨胀土边坡	具有特殊物理力学特性，因富含蒙脱石等易膨胀矿物，内摩擦角很小，干湿效应明显	1. 干湿变化； 2. 水的作用	1. 浅层滑坡； 2. 浅层崩解	边坡开挖后因自然条件变化、表层膨胀、崩解引起连续滑动或坍塌
分散性土边坡	属中塑性土及粉质黏土类，含一定量钠蒙脱石，易被水冲蚀，尤其遇低含盐量水，表面土粒依次脱落，呈悬液或土粒被流动的水带走，迅速分散	1. 低含盐量环境水； 2. 孔隙水溶液中钠离子含量较高，介质高碱性； 3. 土体裸露，水土接触	1. 冲蚀孔洞、孔道； 2. 管涌、崩陷和溶蚀孔洞； 3. 坍滑、崩塌性滑坡	堤坝和渠道边坡在施工和运行中随机发生变形破坏或有潜在危机
碎石土边坡	由坚硬岩石碎块和砂土颗粒或砾质土组成的边坡，可分为堆积、残坡积混合结构、多元结构	1. 黏土颗粒的含量及分布特征； 2. 坡体含水情况； 3. 下伏基岩面产状	1. 土体滑坡； 2. 坍塌	因施工切挖导致局部坍塌，作为库岸边坡因水库蓄水可导致局部坍滑或上部坡体开裂，库水骤降易引起滑坡
岩土混合边坡	边坡上部为土层、下部为岩层，或上部为岩层、下部为土层（全风化岩石），多层叠置	1. 下伏基岩面产状； 2. 水对土层浸泡，水渗入土体	1. 土层沿下伏基岩面滑动； 2. 土层局部坍滑； 3. 上部岩体沿土层蠕动或错落	叠置型岩土混合边坡基岩面与边坡同向且倾角较大时，蓄水、暴雨后或振动时易沿基岩面产生滑动

A.0.3 不同失稳模式的破坏特征、机制和破坏面形态可按照表A.0.3确定。

表 A.0.3　边坡失稳特性和破坏机制

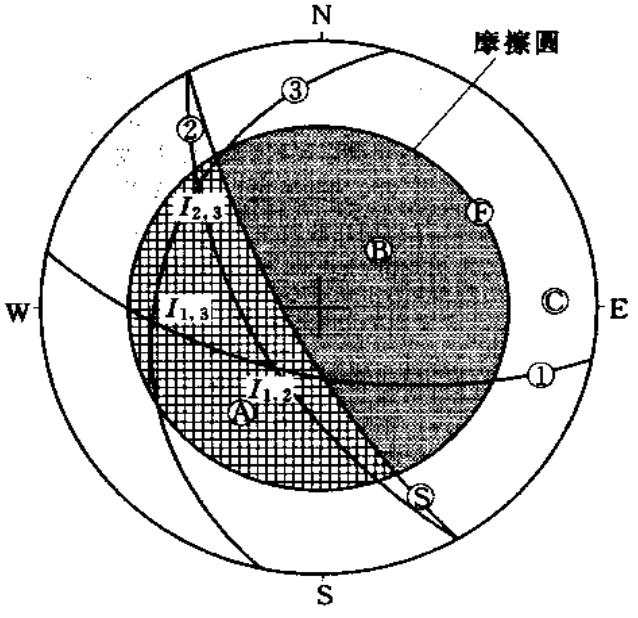
失稳模式		失稳特征	破坏机制	破坏面形态
崩塌		边坡局部岩体松动、脱落，主要运动形式为自由落体或滚动	拉裂破坏。岩体存在临空面，在结合力小于重力时发生崩塌	—
滑动	平面形	边坡岩体沿某一结构面整体向下滑动，折线形滑动面	剪切—滑移破坏。结构面临空，坡脚岩层被切断，或坡脚岩层挤压剪切	层面或贯通性结构面形成滑动面
	曲面形	散体结构、碎裂结构的岩质边坡或土坡沿曲面滑动面滑动，坡脚隆起	剪切—滑移破坏。内摩擦角偏低，坡高、坡角偏大	圆弧形滑动面
	楔形体	结构面组合的楔形体，沿滑动面交线方向滑动	剪切—滑移破坏。结构面临空	两个以上滑动面组合
弯曲倾倒		层状反向结构的边坡，表部岩层逐渐向外弯曲倾倒等现象，少数层状同向边坡也可出现弯曲倾倒	弯曲—拉裂破坏，劈楔。由于层面密度大，强度低，表部岩层在风化及重力作用下产生弯矩	沿软弱层面与反倾向节理面追踪形成
溃屈		层状结构顺层边坡，岩层倾角与坡角大致相似，上部坡体沿软弱面蠕滑，由于下部受阻而发生岩层鼓起、拉裂等现象	滑移—弯曲破坏。顺坡向剪力过大，层面间的结合力偏小，上部坡体软弱面蠕滑，由于下部受阻而发生纵向弯曲	层面拉裂，局部滑移
拉裂		边坡岩体沿平缓面向临空方向产生蠕变滑移，局部拉应力集中而发生拉裂、扩展、移动等现象	塑流—拉裂破坏。重力作用下，软岩变形流动使上部岩体失稳	软岩中变形带
流动		在重力作用下，崩塌碎屑类堆积向坡脚或峡谷内流动，形成碎屑流滑坡，多发生在具有较大自然坡降的峡谷地区	流动破坏。碎屑体饱水后在重力作用下，产生流动	碎屑体内流动，无明显滑动面

附录 B　岩质边坡稳定性初步判别

B. 0. 1　采用极射赤平投影法初步判别岩质边坡稳定性时，可采用下半球等面积投影法；进行滑动破坏判别时，可采用大圆分析法或极点分析法，进行倾倒破坏判别时，可采用极点分析法。

B. 0. 2　若边坡体存在多组结构面，应对结构面进行分组，再进行稳定性判别。

B. 0. 3　采用大圆分析法时，宜按下列步骤作出极射赤平投影图（见图 B. 0. 3）：



①、②、③—结构面（组）编号　　Ⓐ—滑动区

$I_{1,2}$、$I_{1,3}$、$I_{2,3}$—结构面（组）的交点　　Ⓑ—稳定区

Ⓢ—坡面大圆　　Ⓒ—稳定区

Ⓕ—摩擦圆　　N、S、W、E—北、南、西、东四个方向

图 B. 0. 3　采用大圆分析法初步判别岩质边坡失稳可能性的极射赤平投影图

1　按坡面的倾向 α_s、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。

2　按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。

3 按 $\beta_s \geqslant \beta \geqslant \varphi$ 的原则绘出可能的滑动区。

4 按结构面的产状绘出结构面大圆。

B.0.4 任意两组结构面大圆的交点落入图 B.0.3 所示的滑动区，则应认为边坡可能失稳。

B.0.5 对于单组结构面，宜按下列步骤进行边坡稳定性判别（见图 B.0.5）：

1 按坡面的倾向 α_s、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。

2 绘出边坡的倾向线。

3 在倾向线两侧绘出 30°的倾斜线。

4 按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。

5 由 30°的倾斜线、摩擦圆和坡面大圆围成的区域就是可能的滑动区。

6 按结构面的产状绘出结构面大圆和倾向线。当结构面大圆和倾向线落入阴影区域时，则应认为边坡可能失稳。

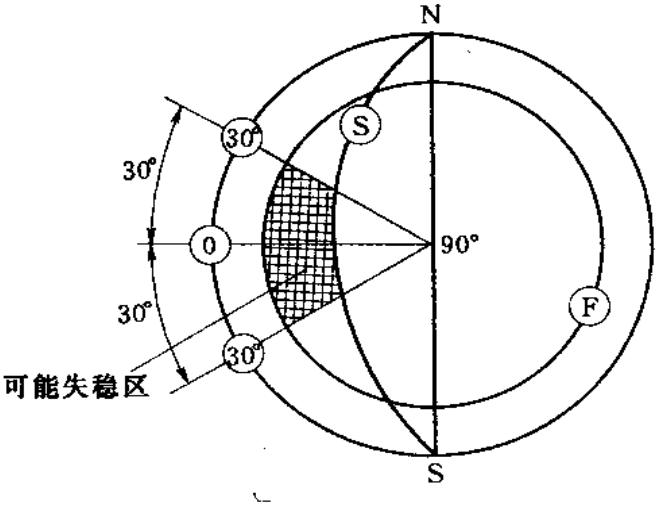


图 B.0.5 大圆分析法初步判别存在单组结构面的岩质边坡失稳可能性的极射赤平投影图

B.0.6 采用极点分析法初步判别岩质边坡稳定性时，宜按下列步骤进行判别（见图 B.0.6）：

1 按坡面的倾向 α_s、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。

2 按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。

3 按坡面的倾向线和视倾角绘出边坡可能的滑动区。

4 绘出可能的倾倒区。

5 绘出结构面及其交线的极点。

6 若结构面极点或两组结构面交线极点落入图 B.0.6 所示的滑动区或倾倒区，则认为边坡可能滑动或倾倒。

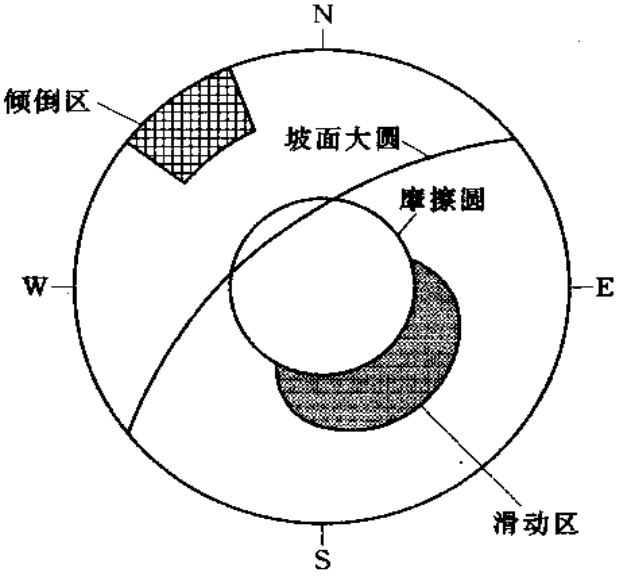


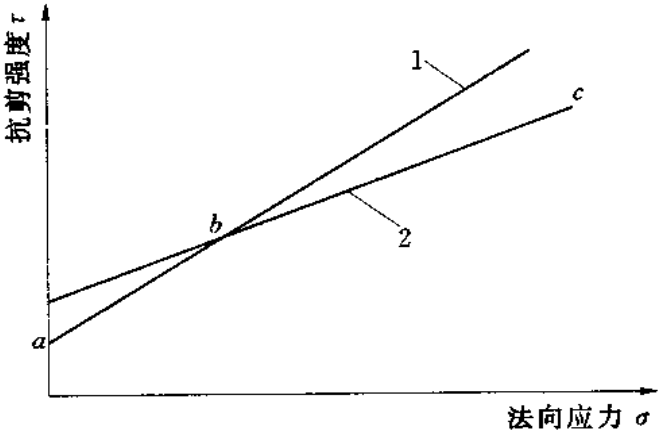
图 B.0.6 采用极点分析法初步判别岩质边坡失稳可能性的极射赤平投影图

附录C　土质边坡抗剪强度确定

C.0.1　对黏性土边坡，抗剪强度指标的测定和应用方法可按表C.0.1选用。

表C.0.1　黏性土边坡抗剪强度指标的测定和应用

工　况	抗剪强度指标	试验仪器	试验方法与代号
施工开挖和水位降落	有效应力指标（c'，φ'）	三轴仪	固结不排水剪（CU）测孔隙压力
		直剪仪	慢剪（S）
	总应力指标（c_{cu}，φ_{cu}）	三轴仪	固结不排水剪（CU）
		直剪仪	固结快剪（CQ）
稳定渗流	有效应力指标（c'，φ'）	三轴仪	固结排水剪（CD）
		直剪仪	慢剪（S）
填筑施工期	总应力指标（c_u，φ_u）	三轴仪	不排水剪（UU）
		直剪仪	快剪（Q）



图C.0.1　强度包线的组合

1—有效强度包线CD；2—固结不排水剪总强度包线CU或不排水剪强度包线UU

C.0.2　在施工开挖和水位降落工况下，宜采用有效应力法和总

应力法同时计算抗剪强度，以计算较小的稳定安全系数为准。

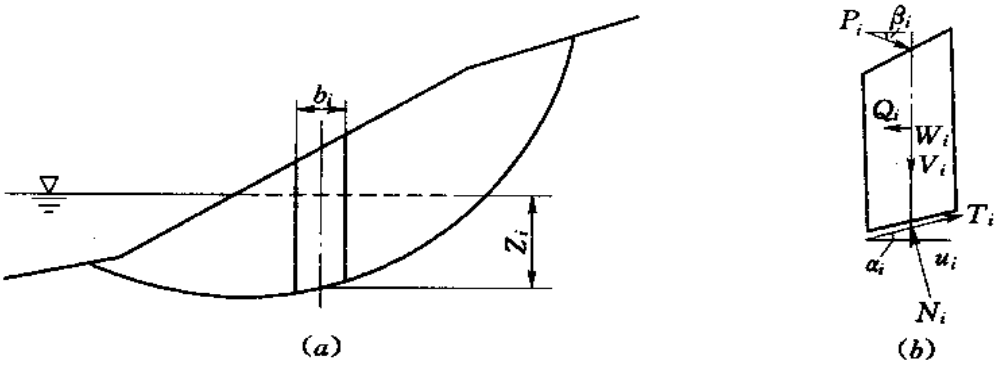
C.0.3 抗剪强度指标采用总应力法计算时，施工开挖和水位降落期，应采用图 C.0.1 中的 CD 和 CU 的下包线 *abc*，填筑施工期应采用图 C.0.1 中的直线 2。

C.0.4 抗剪强度指标宜取小值平均值，对三轴试验应作应力圆，直径和圆心均应采用小值平均值。

附录D 抗滑稳定计算

D.1 稳定计算

D.1.1 当采用简化毕肖普法（见图D.1.1）计算抗滑稳定安全系数时，应按式（D.1.1）计算：



图D.1.1 简化毕肖普法计算简图

(a) 滑体；(b) 典型条块

$$K=\frac{\sum\{[(W_i+V_i+P_i\sin\beta_i)\sec\alpha_i-u_ib_i\sec\alpha_i]\tan\varphi_i'+c_i'b_i\sec\alpha_i\}/(1+\tan\alpha_i\tan\varphi_i'/K)}{\sum[(W_i+V_i+P_i\sin\beta_i)\sin\alpha_i+M_{Q_i}/R-P_ih_{P_i}\cos\beta_i/R]} \tag{D.1.1}$$

式中 W_i——第 i 条块重量（kN）；

V_i——第 i 条块垂直向地震惯性力（V 向上取“−”，向下取“+”）（kN）；

P_i——作用于第 i 条块的外力（不含坡外水压力）（kN）；

u_i——第 i 条块底面的单位孔隙压力（kN/m）；

b_i——第 i 条块宽度（m）；

α_i——第 i 条块底面与水平面的夹角（以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

β_i——第 i 条块的外力 P_i 与水平线的夹角（以水平线为

起始线，顺时针为正角，逆时针为负角）（°）；

c_i'、φ_i'——第 i 条块底面的有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

M_{Q_i}——第 i 条块水平向地震惯性力 Q_i 对圆心的力矩（kN·m）；

Q_i——第 i 条块水平向地震惯性力（Q_i 方向与边坡滑动方向一致时取“+”，反之取“−”）（kN）；

h_{P_i}——第 i 条块的外力 P_i 水平方向分力对圆心的力臂（m）；

R——滑动面圆弧半径（m）；

K——抗滑稳定安全系数。

D.1.2 当采用摩根斯顿—普赖斯法计算抗滑稳定安全系数时，应按下列改进方法计算：

1 改进方法 1（见图 D.1.2-1）应按式（D.1.2-1）～式（D.1.2-10）计算：

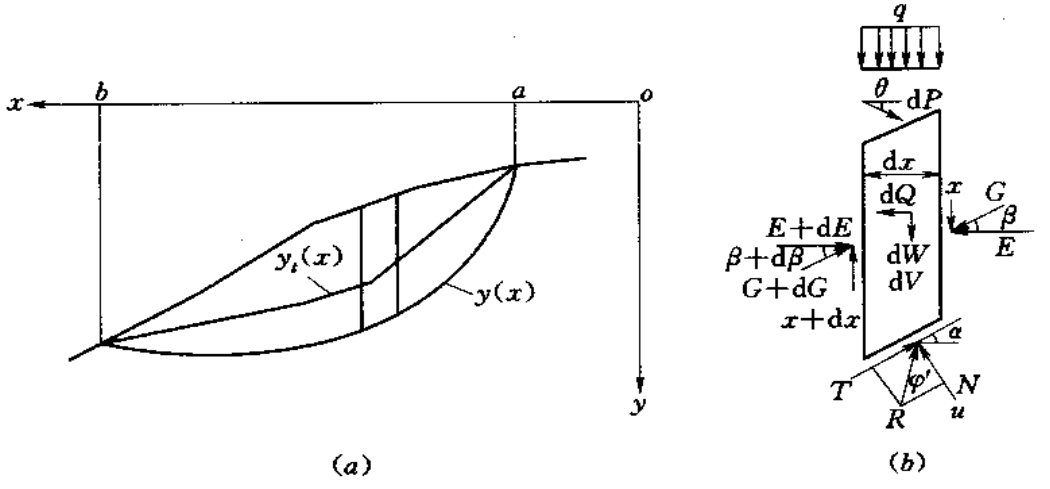


图 D.1.2-1 摩根斯顿—普赖斯法（改进方法 1）计算简图

（a）滑体；（b）典型条块

$$\int_a^b p(x)s(x)\mathrm{d}x = 0 \qquad \text{(D.1.2-1)}$$

$$\int_a^b p(x)s(x)t(x)\mathrm{d}x - M_e + M_P = 0 \qquad \text{(D.1.2-2)}$$

$$p(x)=\left(\frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}x}+\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}x}+q+\frac{\mathrm{d}P}{\mathrm{d}x}\sin\theta\right)\sin(\tilde{\varphi}'-\alpha)-u\sec\alpha\sin\tilde{\varphi}'+\tilde{c}'\sec\alpha\cos\tilde{\varphi}'-\left[\frac{\mathrm{d}Q}{\mathrm{d}x}-\frac{\mathrm{d}P}{\mathrm{d}x}\cos\theta\right]\cos(\tilde{\varphi}'-\alpha)$$

(D. 1. 2 - 3)

$$s(x)=\sec(\tilde{\varphi}'-\alpha+\beta)\exp\left[-\int_a^x\tan(\tilde{\varphi}'-\alpha+\beta)\frac{\mathrm{d}\beta}{\mathrm{d}\zeta}\mathrm{d}\zeta\right]$$

(D. 1. 2 - 4)

$$t(x)=\int_a^x(\sin\beta-\cos\beta\tan\alpha)\exp\left[\int_a^\xi\tan(\tilde{\varphi}'-\alpha+\beta)\frac{\mathrm{d}\beta}{\mathrm{d}\zeta}\mathrm{d}\zeta\right]\mathrm{d}\xi$$

(D. 1. 2 - 5)

$$M_e=\int_a^b\frac{\mathrm{d}Q}{\mathrm{d}x}h_e\mathrm{d}x \qquad \text{(D. 1. 2 - 6)}$$

$$M_P=\int_a^b\frac{\mathrm{d}P}{\mathrm{d}x}l_P\cos\theta\mathrm{d}x \qquad \text{(D. 1. 2 - 7)}$$

$$\tilde{c}'=\frac{c'}{K} \qquad \text{(D. 1. 2 - 8)}$$

$$\tan\tilde{\varphi}'=\frac{\tan\varphi'}{K} \qquad \text{(D. 1. 2 - 9)}$$

$$\tan\beta=\lambda f(x) \qquad \text{(D. 1. 2 - 10)}$$

式中 $\mathrm{d}x$——条块宽度（m）；

c'、φ'——条块底面上的有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

$\tilde{c}'$、$\tilde{\varphi}'$——条块底面上折减后的有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

$\mathrm{d}W$——条块重量（kN）；

q——条块顶部的垂直均布荷载（kN/m）；

M_e——各条块水平地震惯性力对条块底部中点力矩之和（kN·m）；

M_P——各条块加固力的水平分力对条块底部中点力矩之和（kN·m）；

$\mathrm{d}Q$、$\mathrm{d}V$——条块的水平向和垂直向地震惯性力（$\mathrm{d}Q$方向与边

坡滑动方向一致时取“+”，反之取“−”；dV 向上取“−”，向下取“+”）（kN）；

dP——作用于条块的外力（不含坡外水压力）（kN）；

u——作用于条块底面的单位孔隙压力（kN/m）；

α——条块底面与水平面的夹角（以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

β——条块侧面的合力与水平方向的夹角（以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

$d\beta$——相对于上一条块的条块侧面合力与水平方向的夹角的增量（°）；

λ——确定 $\tan\beta$ 值的待定系数；

$f(x)$——$\tan\beta$ 值在 x 方向上的分布形状，可取 $f(x)=1$；

θ——外力与水平方向的夹角（以水平线为起始线，顺时针为正角，逆时针为负角）（°）；

h_c——水平地震惯性力到条块底面中点的垂直距离（m）；

l_P——外力的水平分力到条块底面中点的垂直距离（m）。

2 改进方法 2（见图 D.1.2-2）应按式（D.1.2-11）～式（D.1.2-19）计算：

$$K=\frac{\sum_{i=1}^{n-1}\left(R_i\prod_{j=i}^{n-1}\psi_j\right)+R_n}{\sum_{i=1}^{n-1}\left(T_i\prod_{j=i}^{n-1}\psi_j\right)+T_n}\quad(\text{当 } E_0=0, E_n=0 \text{ 时})$$

（D.1.2-11）

$$R_i=[W_i\cos\alpha_i-K_cW_i\sin\alpha_i+P_i\cos(\omega_i-\alpha_i)-U_i]\tan\varphi_i'+c_i'b_i\sec\alpha_i$$

（D.1.2-12）

$$T_i=W_i\sin\alpha_i+K_cW_i\cos\alpha_i-P_i\sin(\omega_i-\alpha_i)$$

（D.1.2-13）

$$\psi_{i-1}=\frac{(\sin\alpha_i-\lambda f_{i-1}\cos\alpha_i)\tan\varphi_i'+(\cos\alpha_i+\lambda f_{i-1}\sin\alpha_i)K}{\Phi_{i-1}}$$

（D.1.2-14）

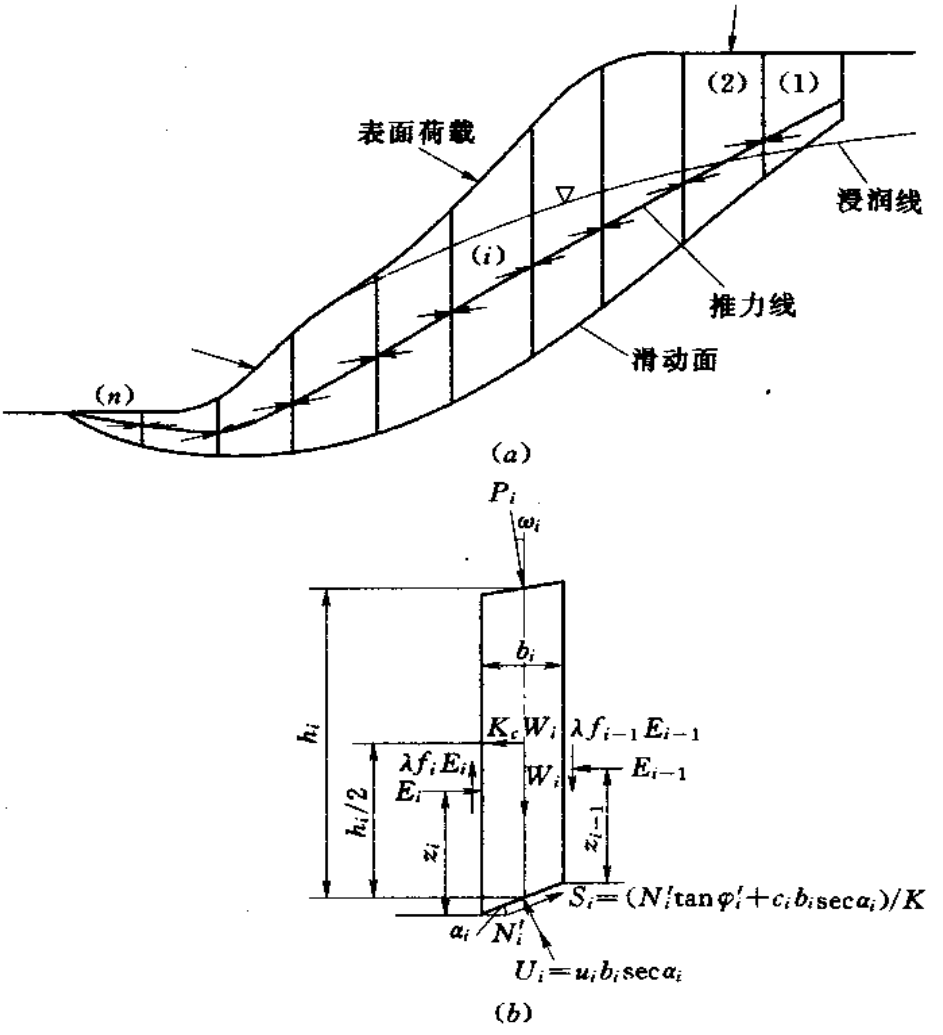


图 D. 1. 2－2　摩根斯顿—普赖斯法（改进方法 2）计算简图

(a) 滑体；(b) 典型条块

$$\lambda=\frac{\sum_{i=1}^{n}[b_i(E_i+E_{i-1})\tan\alpha_i+K_c\omega_i h_i-2P_i\sin\omega_i h_i]}{\sum_{i=1}^{n}[b_i(f_iE_i+f_{i-1}E_{i-1})]}$$

（当 $M_0=0, M_n=0$ 时）　　(D. 1. 2－15)

$$M_i=E_i z_i \qquad \text{(D. 1. 2－16)}$$

$$E_i\Phi_i=\psi_{i-1}E_{i-1}\Phi_{i-1}+KT_i-R_i \qquad \text{(D. 1. 2－17)}$$

$$\Phi_i=(\sin\alpha_i-\lambda f_i\cos\alpha_i)\tan\varphi_i'+(\cos\alpha_i+\lambda f_i\sin\alpha_i)K \qquad \text{(D. 1. 2－18)}$$

$$\Phi_{i-1}=(\sin\alpha_{i-1}-\lambda f_{i-1}\cos\alpha_{i-1})\tan\varphi_{i-1}'+(\cos\alpha_{i-1}+\lambda f_{i-1}\sin\alpha_{i-1})K \qquad \text{(D. 1. 2－19)}$$

式中 K_c——水平地震惯性力影响系数；

α_{i-1}——第 $i-1$ 条块底面与水平面的夹角（以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

ω_i——第 i 条块外力 P_i 与竖直方向夹角（以铅垂线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

M_i——第 i 条块和第 $i+1$ 条块间的条间力矩（kN·m）；

z_i——第 i 条块和第 $i+1$ 条块间的条间力 E_i 至条块侧面底的距离（m）；

h_i——第 i 条块高度（m）；

U_i——第 i 条块底面水压力的合力（kN），$U_i=u_ib_i\sec\alpha_i$；

φ'_{i-1}——第 $i-1$ 滑动条块底面的有效内摩擦角（°）；

E_i、E_{i-1}——作用于第 i 条块的左右两边条块间的法向力（kN）；

λf_iE_i——第 i 条块与第 $i+1$ 条块间的剪切力（kN），λf_i 为条块间法向力与剪切力的比值函数 $\lambda f(x)$ 在该分条位置数值；

$\lambda f_{i-1}E_{i-1}$——第 i 条块与第 $i-1$ 条块间的剪切力（kN），λf_{i-1} 为条块间法向力与剪切力的比值函数 $\lambda f(x)$ 在该分条位置数值；

λ——条块间法向力与剪切力比值函数 $f(x)$ 的比例系数；

$f(x)$——条间力函数，可采用 $f(x)=1$（相当于 Spencer 法）或半正弦函数；

R_i、R_n——第 i 条块和第 n 条块底面抗滑力的合力（kN）；

T_i、T_n——第 i 条块和第 n 条块底面滑动力的合力（kN）。

D.1.3 不平衡推力传递法（见图 D.1.3）应按式（D.1.3-1）～式（D.1.3-5）计算：

$$K=\frac{\sum_{i=1}^{n-1}\left(R_i\prod_{j=i+1}^{n}\psi_j\right)+R_n}{\sum_{i=1}^{n-1}\left(T_i\prod_{j=i+1}^{n}\psi_j\right)+T_n} \qquad \text{(D.1.3-1)}$$

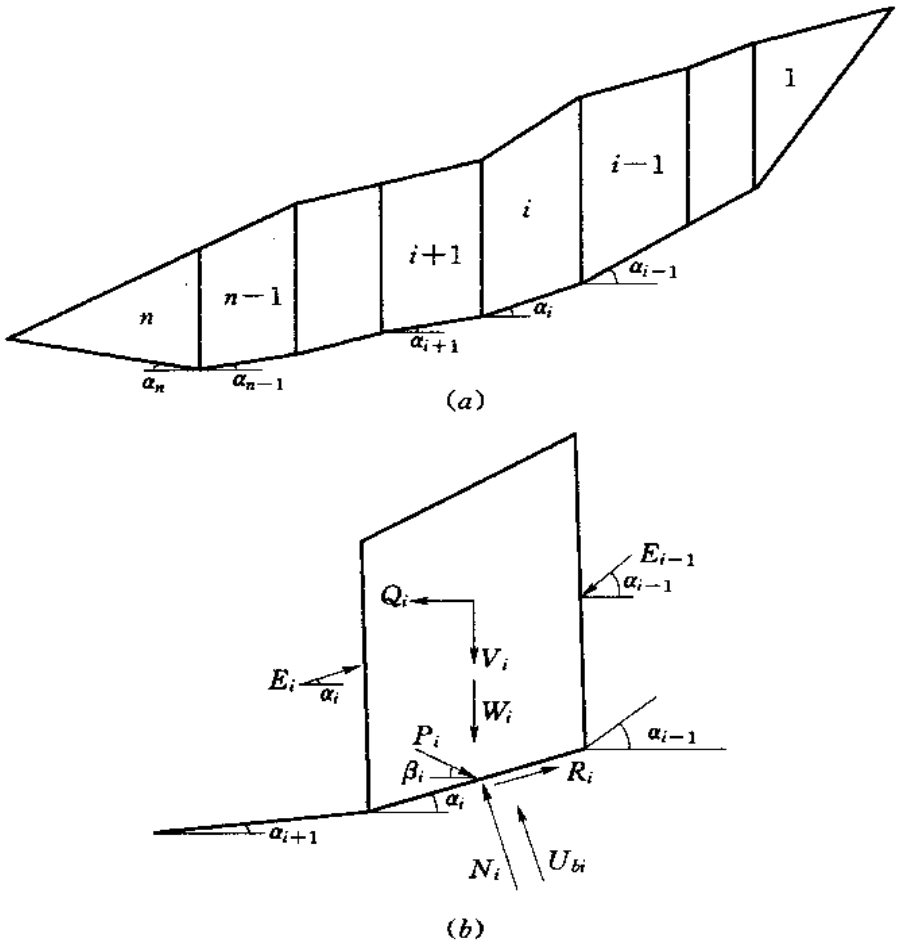


图 D. 1. 3　不平衡推力传递法计算简图

（a）滑体；（b）典型条块

$$R_i = [(W_i + V_i)\cos\alpha_i - U_{bi} - Q_i\sin\alpha_i + P_i\sin(\alpha_i + \beta_i)]\tan\varphi_i' + c_i' b_i \sec\alpha_i \tag{D. 1. 3-2}$$

$$T_i = (W_i + V_i)\sin\alpha_i + Q_i\cos\alpha_i - P_i\cos(\alpha_i + \beta_i) \tag{D. 1. 3-3}$$

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i)\tan\varphi_i'/K (i = 2, 3, \cdots, n) \tag{D. 1. 3-4}$$

作用于条块侧面上的推力 E_i 按式（D. 1. 3-5）计算：

$$E_i = T_i - R_i/K + \psi_i E_{i-1} \tag{D. 1. 3-5}$$

式中　ψ_i——第 i 滑动条块侧面的推力传递系数；

U_{bi}——第 i 滑动条块底面的孔隙压力（kN）；

E_{i-1}——第 $i-1$ 滑动条块作用于第 i 滑动条块的推力（kN）；

E_i——第 $i+1$ 滑动条块对第 i 滑动条块侧面的反作用力（kN），与第 i 滑动条块的推力大小相等，方向相反。

D. 1. 4 当采用 Sarma 法时，应按下列公式计算：

1 Sarma 法（见图 D. 1. 4－1）应按式（D. 1. 4－1）～式（D. 1. 4－14）计算：

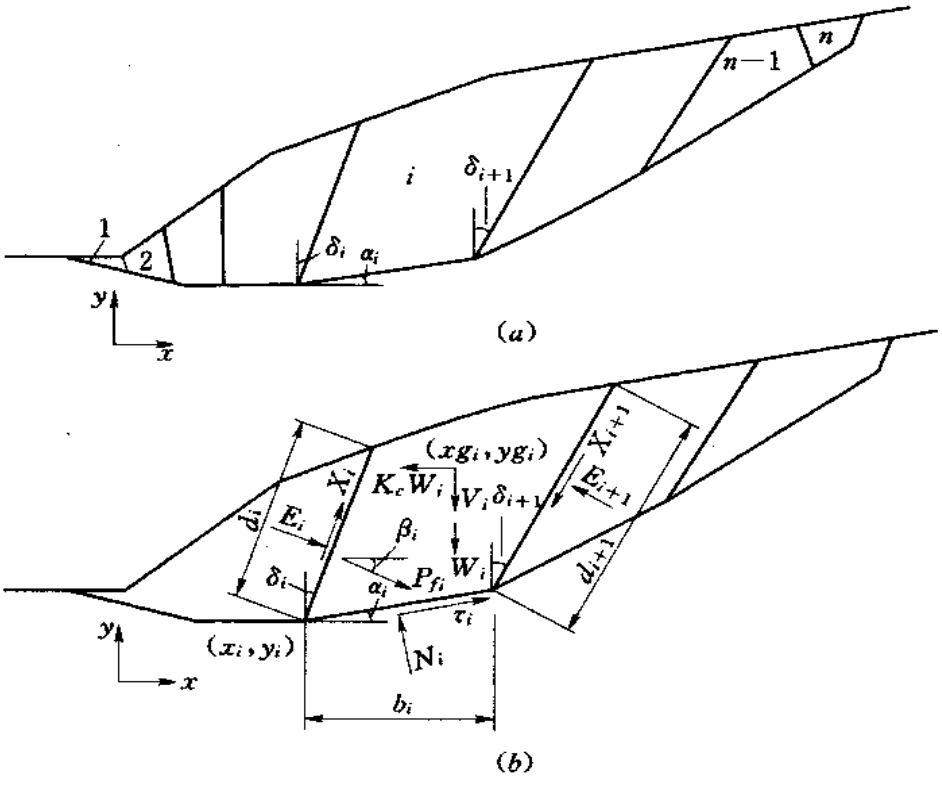


图 D. 1. 4－1 Sarma 法计算简图

（a）滑体；（b）典型条块

$$K_c^* = \frac{\alpha_n + \alpha_{n-1}e_n + \alpha_{n-2}e_ne_{n-1} + \cdots + \alpha_1 e_ne_{n-1}\cdots e_3e_2 + E_1e_ne_{n-1}\cdots e_1 - E_{n+1}}{p_n + p_{n-1}e_n + p_{n-2}e_ne_{n-1} + \cdots + p_1e_ne_{n-1}\cdots e_3e_2} \tag{D. 1. 4-1}$$

$$\alpha_i = \frac{R_i\cos\tilde{\varphi}'_{bi} + (W_i + V_i)\sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i) + S_{i+1}\sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i - \delta_{i+1}) - S_i\sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i - \delta_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{bi+1} - \delta_{i+1})\sec\tilde{\varphi}'_{bi+1}} \tag{D. 1. 4-2}$$

$$p_i = \frac{(W_i + V_i)\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1})\sec\tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad \text{(D. 1. 4 - 3)}$$

$$e_i = \frac{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si} - \delta_i)\sec\tilde{\varphi}'_{si}}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1})\sec\tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad \text{(D. 1. 4 - 4)}$$

$$R_i = \tilde{c}'_{bi} b_i \sec\alpha_i + P_{fi}\cos(\alpha_i + \beta_i) + [P_{fi}\sin(\alpha_i + \beta_i) - U_{bi}]\tan\tilde{\varphi}'_{bi} \quad \text{(D. 1. 4 - 5)}$$

$$S_i = \tilde{c}'_{si} d_i - U_{si}\tan\tilde{\varphi}'_{si} \quad \text{(D. 1. 4 - 6)}$$

$$S_{i+1} = \tilde{c}'_{si+1} d_{i+1} - U_{si+1}\tan\tilde{\varphi}'_{si+1} \quad \text{(D. 1. 4 - 7)}$$

$$\tan\tilde{\varphi}'_{bi} = \tan\varphi'_{bi}/K \quad \text{(D. 1. 4 - 8)}$$

$$\tilde{c}'_{bi} = c'_{bi}/K \quad \text{(D. 1. 4 - 9)}$$

$$\tan\tilde{\varphi}'_{si} = \tan\varphi'_{si}/K \quad \text{(D. 1. 4 - 10)}$$

$$\tilde{c}'_{si} = c'_{si}/K \quad \text{(D. 1. 4 - 11)}$$

$$\tan\tilde{\varphi}'_{si+1} = \tan\varphi'_{si+1}/K \quad \text{(D. 1. 4 - 12)}$$

$$\tilde{c}'_{si+1} = c'_{si+1}/K \quad \text{(D. 1. 4 - 13)}$$

作用于第 i 条块左侧面上的推力 E_i 应按式（D. 1. 4 - 14）计算：

$$E_i = \alpha_{i-1} - p_{i-1}K + E_{i-1}e_{i-1} \quad \text{(D. 1. 4 - 14)}$$

式中 c'_{bi}、φ'_{bi}——第 i 条块底面上的有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

$\tilde{c}'_{bi}$、$\tilde{\varphi}'_{bi}$——第 i 条块底面上折减后的有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

c'_{si}、φ'_{si}——第 i 条块第 i 侧面上的有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

$\tilde{c}'_{si}$、$\tilde{\varphi}'_{si}$——第 i 条块第 i 侧面上折减后的有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

c'_{si+1}、φ'_{si-1}——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上的有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

$\tilde{c}'_{si-1}$、$\tilde{\varphi}'_{si+1}$——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上折减后的有效凝聚力

（kPa）和内摩擦角（°）；

U_{si}、U_{si+1}——第 i 侧面、第 $i+1$ 侧面上的孔隙压力（kN）；

U_{bi}——第 i 条块底面上的孔隙压力（kN）；

P_{fi}——作用于第 i 条块上的加固力（kN）；

δ_i、δ_{i+1}——第 i 条块第 i 侧面和第 $i+1$ 侧面的倾角（以铅垂线为起始线，顺时针为正，逆时针为负）（°）；

E_{n+1}——第 n 条块右侧面总的正压力（kN），一般情况下 $E_{n+1}=0$；

E_1——第 1 条块左侧面总的正压力（kN），一般情况下 $E_1=0$；

K_c^*——临界水平地震加速度。

2 Sarma—改进法 1（见图 D.1.4-2）应按式（D.1.4-15）～式（D.1.4-19）计算：

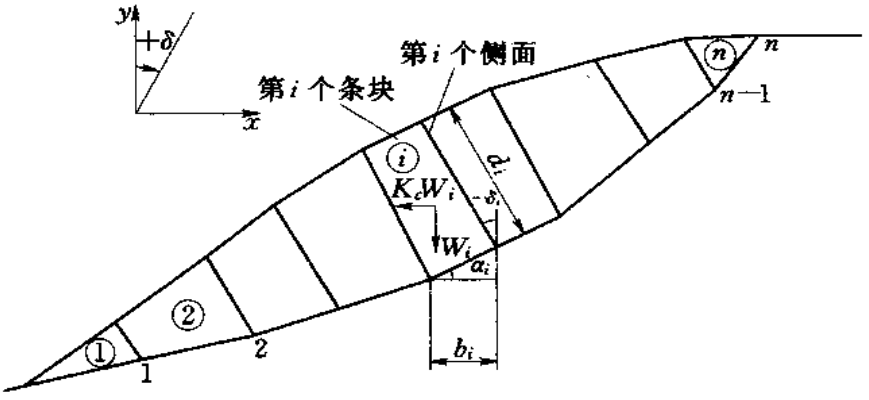


图 D.1.4-2 Sarma—改进法 1 计算简图

$$\sum_{i=1}^{n}\lambda_{i-1}[(\tilde{c}'_{bi}\cos\tilde{\varphi}'_{bi}-u_{bi}\sin\tilde{\varphi}'_{bi})b_i\sec\alpha_i]+\sum_{i=1}^{n-1}\lambda_i[(\tilde{c}'_{si}\cos\tilde{\varphi}'_{si}-u_{si}\sin\tilde{\varphi}'_{si})\times\sec(\alpha'_i+\delta_i-\tilde{\varphi}'_{bi}-\tilde{\varphi}'_{si})\sin(\Delta\alpha_i-\Delta\tilde{\varphi}'_{bi})d_i]$$

$$=\sum_{i=1}^{n}\lambda_{i-1}(W_i+V_i+P_i\sin\beta_i)\sin(\alpha_i-\tilde{\varphi}'_{bi})+(K_cW_i-P_i\cos\beta_i)\cos(\alpha_i-\tilde{\varphi}'_{bi}) \qquad \text{(D.1.4-15)}$$

$$\lambda_0=1$$

$$\lambda_i = \prod_{j=1}^{i} \frac{\cos(\alpha_j^l + \delta_j - \tilde{\varphi}_{bj}'^{l} - \tilde{\varphi}_{sj}')}{\cos(\alpha_j^r + \delta_j - \tilde{\varphi}_{bj}'^{r} - \tilde{\varphi}_{sj}')} \quad i = 1,2,3,\cdots,n-1 \tag{D.1.4-16}$$

$$\tan\tilde{\varphi}_{bj}'^{l} = \frac{\tan\varphi_{bj}'^{l}}{K} \tag{D.1.4-17}$$

$$\tan\tilde{\varphi}_{bj}'^{r} = \frac{\tan\varphi_{bj}'^{r}}{K} \tag{D.1.4-18}$$

$$\tan\tilde{\varphi}_{sj}' = \frac{\tan\varphi_{sj}'}{K} \tag{D.1.4-19}$$

式中 u_{bi}——第 i 个条块底面的单位孔隙压力（kN/m）；

u_{si}——第 i 个侧面的单位孔隙压力（kN/m）；

d_i——第 i 条块第 i 侧面的长度（m）；

$\varphi_{bj}'^{l}$、$\varphi_{bj}'^{r}$——第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的有效内摩擦角（°）；

φ_{sj}'——第 j 个侧面的有效内摩擦角（°）；

α_j^l、α_j^r——第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的倾角（°）；

$\Delta\alpha_i$、$\Delta\tilde{\varphi}_{bi}'$——第 i 个侧面右侧条块相对左侧条块 α_i 和 $\tilde{\varphi}_{bi}'$ 的增量（°）。

$\tan\tilde{\varphi}_{bi}'$、$\tilde{c}_{bi}'$、$\tan\tilde{\varphi}_{si}'$、$\tilde{c}_{si}'$ 的计算分别见式（D.1.4-8）～式（D.1.4-11）。

D.1.5 采用楔体法（见图 D.1.5），当滑动方向沿 CO 时，应按式（D.1.5-1）计算：

$$K = \frac{c_A'A_A + c_B'A_B + N_A\tan\varphi_A' + N_B\tan\varphi_B'}{m_{WS}W + m_{CS}U_C + m_{PS}P} \tag{D.1.5-1}$$

$$N_A = qW + rU_C + sP - U_A \tag{D.1.5-2}$$

$$N_B = xW + yU_C + zP - U_B \tag{D.1.5-3}$$

$$q = (m_{ab}m_{Wb} - m_{Wa})/(1 - m_{ab}^2) \tag{D.1.5-4}$$

$$r = (m_{ab}m_{cb} - m_{ca})/(1 - m_{ab}^2) \tag{D.1.5-5}$$

$$s = (m_{ab}m_{Pb} - m_{Pa})/(1 - m_{ab}^2) \tag{D.1.5-6}$$

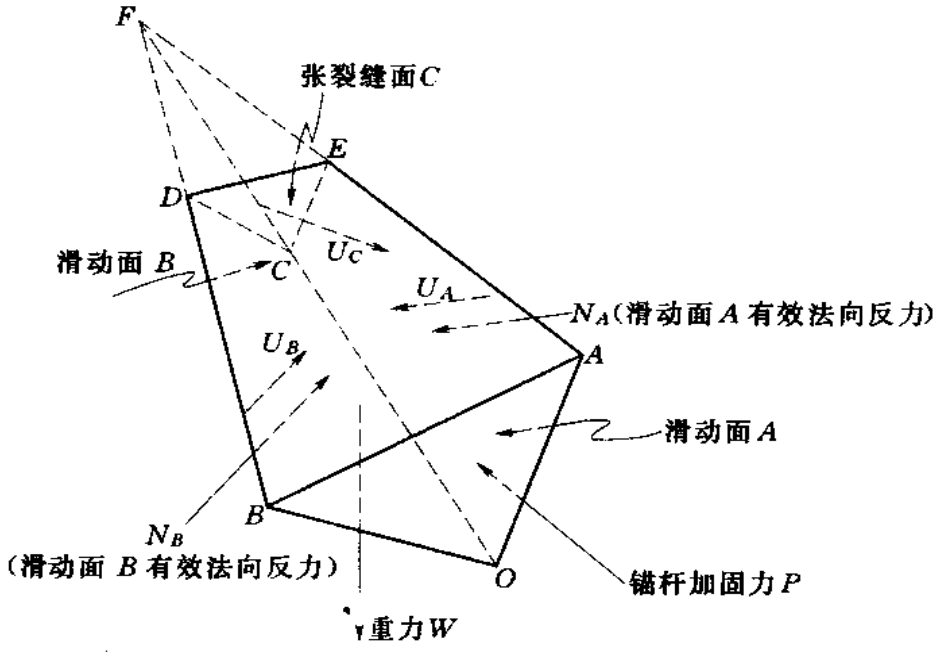


图 D. 1. 5　楔形体法计算简图

$$x = (m_{ab}m_{Wa} - m_{Wb})/(1 - m_{ab}^2) \qquad \text{(D. 1. 5 - 7)}$$

$$y = (m_{ab}m_{ca} - m_{cb})/(1 - m_{ab}^2) \qquad \text{(D. 1. 5 - 8)}$$

$$z = (m_{ab}m_{Pa} - m_{Pb})/(1 - m_{ab}^2) \qquad \text{(D. 1. 5 - 9)}$$

$$m_{ab} = \sin\psi_a \sin\psi_b \cos(\alpha_a - \alpha_b) + \cos\psi_a \cos\psi_b \qquad \text{(D. 1. 5 - 10)}$$

$$m_{Wa} = -\cos\psi_a \qquad \text{(D. 1. 5 - 11)}$$

$$m_{Wb} = -\cos\psi_b \qquad \text{(D. 1. 5 - 12)}$$

$$m_{ca} = \sin\psi_a \sin\psi_c \cos(\alpha_a - \alpha_c) + \cos\psi_a \cos\psi_c \qquad \text{(D. 1. 5 - 13)}$$

$$m_{cb} = \sin\psi_b \sin\psi_c \cos(\alpha_b - \alpha_c) + \cos\psi_b \cos\psi_c \qquad \text{(D. 1. 5 - 14)}$$

$$m_{Pa} = \cos\psi_P \sin\psi_a \cos(\alpha_P - \alpha_a) - \sin\psi_P \cos\psi_a \qquad \text{(D. 1. 5 - 15)}$$

$$m_{Pb} = \cos\psi_P \sin\psi_b \cos(\alpha_P - \alpha_b) - \sin\psi_P \cos\psi_b \qquad \text{(D. 1. 5 - 16)}$$

$$m_{WS} = \sin\psi_S \qquad \text{(D. 1. 5 - 17)}$$

$$m_{CS} = \cos\psi_S \sin\psi_c \cos(\alpha_S - \alpha_c) - \sin\psi_S \cos\psi_c$$

(D.1.5-18)

$$m_{PS} = \cos\psi_S \cos\psi_P \cos(\alpha_S - \alpha_P) + \sin\psi_P \cos\psi_S$$

(D.1.5-19)

式中 A_A、c_A'、φ_A'——滑动面 A 的面积（m^2）、有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

A_B、c_B'、φ_B'——滑动面 B 的面积（m^2）、有效凝聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

ψ_a、α_a——滑动面 A 的倾角和倾向（°）；

ψ_b、α_b——滑动面 B 的倾角和倾向（°）；

ψ_c、α_c——张裂缝面 C 的倾角和倾向（°）；

ψ_P、α_P——锚杆加固力 P 的倾角和倾向（°）；

ψ_S、α_S——滑动面 A、B 交线 OC 的倾角和倾向（°）；

U_A——滑动面 A 上的孔隙压力（kN）；

U_B——滑动面 B 上的孔隙压力（kN）；

U_C——张裂缝面 C 上的孔隙压力（kN）；

W——楔形体重量（kN）；

P——锚杆加固力（kN）。

D.2 稳定计算中有关力的规定

D.2.1 利用本标准规定的方法进行抗滑稳定计算，计算公式中有关力的计算应符合本节的规定。

D.2.2 进行抗震稳定计算时，1级边坡设计地震加速度宜与相应建筑物设计地震加速度取值一致，2级及其以下级别的边坡设计地震加速度可与场地地震加速度取值一致。

D.2.3 设计地震加速度为 $0.2g$ 及其以上的1级和2级边坡宜同时计入水平向和竖直向地震惯性力。

D.2.4 计算某质点地震惯性力时应按式（D.2.4-1）和式（D.2.4-2）计算：

$$F_{hi} = \alpha_h \xi W_i \alpha_i / g \qquad \text{(D. 2. 4 - 1)}$$

$$F_{ui} = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} F_{hi} \qquad \text{(D. 2. 4 - 2)}$$

式中 F_{hi}——质点 i 的水平向地震惯性力；

F_{ui}——质点 i 的垂直向地震惯性力；

α_h——设计地震加速度；

ξ——折减系数，取 0.25；

W_i——质点 i 的重量；

α_i——质点 i 的动态分布系数，可取 $\alpha_i = 1$；对于 1 级、2 级边坡，参照《水工建筑物抗震设计规范》（SL 203—97）的有关规定，经论证后也可自边坡底部向上进行放大；

g——重力加速度。

D. 2. 5 边坡岩土体的自重计算应符合下列规定：

1 在浸润线以上采用湿容重。

2 在浸润线以下采用饱和容重。

D. 2. 6 当坡外有水时，可将作用在坡面上的水压力按下列方式作等效置换，置换后不应再计坡外水位产生的水压力：

1 将坡外水位延伸到坡内，直到与滑动面相交，见图 D. 1. 1 中（a）。应将该延伸线以下的滑体重量减去同体积的水重。

2 在稳定渗流期，应将该延伸线以下滑动面上的孔隙压力 U_i 用 $U_i - \gamma_w Z_i$ 代替，U_i 为坡体内浸润线在滑动面上引起的孔隙压力，γ_w 为水容重，Z_i 为坡外水位引起的水头。

3 在水位降落和边坡开挖情况下，应采用降落后的水位，按本条第 1 款和第 2 款对坡外水位进行处理。当采用总应力指标计算稳定时，应令相应的孔隙压力 $U_i = 0$。

D. 2. 7 填筑边坡施工期，当采用总应力指标计算稳定时，应令相应的孔隙压力 $U_i = 0$。

D. 2. 8 根据岩质边坡中地下水位线，对滑坡体某点的孔隙压力

进行估算时，可视岩体性质、结构面的发育及其连通程度，参照类似工程经验，对其水头进行适当折减。

D.2.9 对降雨和泄水雨雾造成边坡坡体表层一定深度形成暂态饱和的情况，在计算孔隙压力时，宜进行折减。

D.2.10 加固措施提供的外力计算应符合下列规定：

1 预应力锚杆提供的锚固力 P_i 可施加在其穿过的滑动面那一点所处条块的底面上，其他条块上 $P_i=0$。

2 抗滑桩提供的外力 P_i 应施加在抗滑桩所处的条块上，其他条块上 $P_i=0$。

3 沿滑动方向布置的抗滑洞塞提供的外力 P_i 所施加的方法同预应力锚杆，沿滑动面布置的抗滑洞塞提供的外力 P_i 施加方法可参照本条第 2 款的规定。

4 挡土墙提供的外力 P_i 施加的方法同本条第 2 款的规定。

5 若抗滑桩、挡土墙等与预应力锚杆联合运用，所提供外力施加的方法应分别按照抗滑桩、挡土墙等和预应力锚杆分别施加。

D.3 基于稳定安全系数的可靠度分析

D.3.1 边坡稳定可靠度分析的功能函数应采用下列公式之一定义：

$$K(x_1,x_2,\cdots,x_n)-1=0 \qquad \text{(D.3.1-1)}$$

$$\ln K(x_1,x_2,\cdots,x_n)=0 \qquad \text{(D.3.1-2)}$$

式中 K——抗滑稳定安全系数；

x_i——代表岩土材料性能和其他荷载的自变量，$i=1,2,\cdots,n$。

D.3.2 对于概化为同一地质单元的岩土体的容重 γ 和抗剪强度指标 $\tan\varphi$、c 等参数，应按照下列规定确定其最大可能的最大值、最小值和平均值：

1 按照第 4 章规定的取值方法，综合分析确定最大可能的最大值、最小值。

2 将最大可能的最大值、最小值，以及介于两者之间的参

数进行统计分析，确定平均值。

D.3.3 上述岩土体参数的标准差可按式（D.3.3-1）或式（D.3.3-2）进行计算：

$$\sigma=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\overline{x})^2}{n-1}} \qquad \text{(D.3.3-1)}$$

式中 σ——标准差；

$\overline{x}$——统计参数的平均值；

n——统计参数的样本总数。

$$\sigma=\frac{x_{\max}-x_{\min}}{6} \qquad \text{(D.3.3-2)}$$

式中 $x_{\max}$——统计参数的最大可能的最大值；

$x_{\min}$——统计参数的最大可能的最小值。

D.3.4 不同工况下孔隙压力最大可能的最大值、最小值和平均值可参照D.3.2条和D.3.3条规定的方法确定。

D.3.5 边坡加固提供的外力的随机变量参数应参照相应的现行标准确定；如无相应资料时，也可采用设计值，按常量代入稳定计算公式计算。

D.3.6 均值稳定安全系数及其标准差和可靠指标可按本节规定的方法计算。条件具备时，也可同时采用蒙特卡洛法（Monte Carlo Method）、一次二阶矩法和其他改进方法计算。

D.3.7 各种工况下，可将岩土体的容重γ、抗剪强度指标（$\tan\varphi$、c）、孔隙压力和边坡提供的外力等参数的平均值应按5.2节规定的抗滑稳定计算方法，计算相应工况下的均值抗滑稳定安全系数μ_K。

D.3.8 各种工况下，应将岩土体的容重γ、抗剪强度指标（$\tan\varphi$、c）、孔隙压力等n个参数的平均值逐一加上和减去相应的标准差，代入抗滑稳定计算公式，计算n对相应工况下的抗滑稳定安全系数，再按式（D.3.8）计算均值稳定安全系数的标准差：

$$\sigma_K=\sqrt{\left(\frac{\Delta K_1}{2}\right)^2+\left(\frac{\Delta K_2}{2}\right)^2+\cdots+\left(\frac{\Delta K_n}{2}\right)^2} \qquad \text{(D.3.8)}$$

式中 σ_K——均值稳定安全系数的标准差；

ΔK_i——岩土材料的有关参数 x_i 的平均值加、减其标准差 σ_{xi} 计算出的两个安全系数之差。

D.3.9 均值稳定安全系数的变异系数可按式（D.3.9）计算：

$$V_K = \frac{\sigma_K}{\mu_K} \tag{D.3.9}$$

式中 V_K——均值稳定安全系数的变异系数；

μ_K——均值稳定安全系数。

D.3.10 均值稳定安全系数的可靠指标可按式（D.3.10-1）或式（D.3.10-2）计算：

当安全系数按正态分布时：

$$\beta_K = \frac{\mu_K - 1}{\sigma_K} \tag{D.3.10-1}$$

当安全系数按对数正态分布时：

$$\beta_K = \frac{\ln\left(\dfrac{\mu_K}{\sqrt{1+V_K^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1+V_K^2)}} \tag{D.3.10-2}$$

式中 β_K——均值稳定安全系数的可靠指标。

D.3.11 边坡的可靠指标应满足《水利水电工程结构可靠度统一标准》（GB 50199—94）的要求。

D.3.12 可靠度和失效概率可根据可靠指标按下列方法计算：

1 可靠度可按式（D.3.12-1）计算：

$$P_S = \int_{-\infty}^{\beta_K} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\beta^2}{2}} d\beta \tag{D.3.12-1}$$

式中 P_S——可靠度（可靠概率）；

β——可靠指标。

2 均值稳定安全系数小于1.0的失效概率 P_f 为：

$$P_f = 1 - P_S \tag{D.3.12-2}$$

D.3.13 小于1.0失效概率 P_f 也可根据均值稳定安全系数及其变异系数直接查表D.3.13确定。

表 D.3.13　均值稳定安全系数与其小于 1.0 的概率的关系

μ_K	安全系数的变异系数 V_K														
	2%	4%	6%	8%	10%	12%	14%	16%	20%	25%	30%	40%	50%	60%	80%
1.05	7.55E-03	1.15E-01	2.17E-01	2.84E-01	3.30E-01	3.64E-01	3.90E-01	4.10E-01	4.41E-01	4.70E-01	4.92E-01	5.26E-01	5.53E-01	5.75E-01	6.11E-01
1.10	9.87E-07	9.05E-03	5.94E-02	1.24E-01	1.83E-01	2.30E-01	2.69E-01	3.02E-01	3.51E-01	3.96E-01	4.29E-01	4.78E-01	5.14E-01	5.42E-01	5.86E-01
1.15	1.49E-12	2.55E-04	1.07E-02	4.36E-02	8.83E-02	1.34E-01	1.75E-01	2.12E-01	2.72E-01	3.28E-01	3.71E-01	4.32E-01	4.76E-01	5.10E-01	5.61E-01
1.16	6.23E-14	1.11E-04	7.22E-03	3.45E-02	7.52E-02	1.19E-01	1.60E-01	1.97E-01	2.58E-01	3.16E-01	3.60E-01	4.24E-01	4.69E-01	5.04E-01	5.56E-01
1.18	0.00E+00	1.90E-05	3.16E-03	2.11E-02	5.38E-02	9.27E-02	1.32E-01	1.68E-01	2.31E-01	2.91E-01	3.38E-01	4.06E-01	4.55E-01	4.92E-01	5.46E-01
1.20	0.00E+00	2.81E-06	1.30E-03	1.25E-02	3.77E-02	7.15E-02	1.08E-01	1.43E-01	2.06E-01	2.68E-01	3.18E-01	3.89E-01	4.40E-01	4.79E-01	5.37E-01
1.25	0.00E+00	1.34E-08	1.11E-04	2.95E-03	1.44E-02	3.54E-02	6.28E-02	9.27E-02	1.52E-01	2.17E-01	2.70E-01	3.50E-01	4.07E-01	4.50E-01	5.14E-01
1.30	0.00E+00	3.04E-11	6.91E-06	5.88E-04	4.94E-03	1.64E-02	3.49E-02	5.81E-02	1.10E-01	1.73E-01	2.28E-01	3.13E-01	3.75E-01	4.22E-01	4.91E-01
1.35	0.00E+00	3.56E-14	3.24E-07	1.01E-04	1.54E-03	7.14E-03	1.86E-02	3.53E-02	7.83E-02	1.37E-01	1.91E-01	2.79E-01	3.45E-01	3.96E-01	4.70E-01
1.40	0.00E+00	0.00E+00	1.18E-08	1.51E-05	4.45E-04	2.94E-03	9.50E-03	2.08E-02	5.48E-02	1.07E-01	1.59E-01	2.48E-01	3.17E-01	3.71E-01	4.50E-01
1.50	0.00E+00	0.00E+00	8.26E-12	2.37E-07	2.97E-05	4.32E-04	2.25E-03	6.74E-03	2.57E-02	6.38E-02	1.09E-01	1.95E-01	2.67E-01	3.25E-01	4.11E-01
1.60	0.00E+00	0.00E+00	2.89E-15	2.54E-09	1.57E-06	5.42E-05	4.77E-04	2.01E-03	1.15E-02	3.71E-02	7.29E-02	1.52E-01	2.24E-01	2.84E-01	3.76E-01
1.70	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.01E-11	6.83E-08	5.99E-06	9.24E-05	5.61E-04	4.94E-03	2.11E-02	4.84E-02	1.18E-01	1.88E-01	2.48E-01	3.44E-01
1.80	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.25E-13	2.57E-09	5.99E-07	1.67E-05	1.49E-04	2.06E-03	1.18E-02	3.18E-02	9.13E-02	1.57E-01	2.17E-01	3.14E-01
1.90	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	8.59E-11	5.54E-08	2.85E-06	3.79E-05	8.39E-04	6.50E-03	2.07E-02	7.03E-02	1.31E-01	1.89E-01	2.87E-01
2.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.62E-12	4.81E-09	4.66E-07	9.34E-06	3.36E-04	3.55E-03	1.34E-02	5.41E-02	1.09E-01	1.65E-01	2.63E-01
2.20	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.00E-15	3.20E-11	1.14E-08	5.31E-07	5.17E-05	1.04E-03	5.56E-03	3.19E-02	7.59E-02	1.26E-01	2.21E-01
2.40	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.91E-13	2.58E-10	2.87E-08	7.75E-06	2.99E-04	2.29E-03	1.88E-02	5.29E-02	9.65E-02	1.86E-01
2.60	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	5.66E-12	1.51E-09	1.15E-06	8.58E-05	9.41E-04	1.11E-02	3.70E-02	7.41E-02	1.57E-01
2.80	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.23E-13	7.95E-11	1.70E-07	2.47E-05	3.89E-04	6.57E-03	2.60E-02	5.71E-02	1.33E-01
3.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.78E-15	4.23E-12	2.54E-08	7.16E-06	1.62E-04	3.92E-03	1.83E-02	4.42E-02	1.13E-01

D.3.14 对于选定的均值抗滑稳定安全系数，可采用式(D.3.14)评价其合理性：

$$\Delta P_f M_f \propto M_S \tag{D.3.14}$$

式中 ΔP_f——加固后失效概率的降低值；

M_f——边坡破坏造成的经济损失（元）；

M_S——加固增加的费用（元）。

当式（D.3.14）左边等于或稍小于该式右边时，可认为选定的均值抗滑稳定安全系数是合理的；当式（D.3.14）左边小于该式右边很多时，可认为选择的均值抗滑稳定安全系数偏大；当式（D.3.14）左边大于该式右边时，可认为选择的均值抗滑稳定安全系数偏小。

附录 E　预应力锚杆锚固段长度确定

E.0.1　锚固段长度可根据计算和类比法确定。对 1 级、2 级边坡应同时采用现场拉拔试验验证。

E.0.2　当需要的锚固段长度大于 10m 时，宜采取改善锚固段岩体质量、改变锚头结构或扩大锚固段直径等技术措施，提高黏结式锚固段的锚固力。

E.0.3　预应力锚杆采用黏结式锚固体时，锚杆及单元锚杆的锚固段长度可分别按式（E.0.3－1）和式（E.0.3－2）计算，并取两者中的大值：

$$L_a = \frac{KP_t}{\pi D \tau_q} \qquad \text{(E.0.3-1)}$$

$$L_a = \frac{KP_t}{n\pi d \xi \tau_s} \qquad \text{(E.0.3-2)}$$

式中　L_a——锚固段长度（mm）；

P_t——锚杆的设计轴向拉力值（N）；

K——安全系数，可按表 E.0.3 选取；

D——锚固段钻孔直径（mm）；

d——单根钢筋或单股钢绞线直径（mm）；

n——钢绞线股数或钢筋的根数；

τ_q——灌浆结石体与岩土孔壁间的黏结强度（MPa），宜通过试验确定；

τ_s——灌浆结石体与钢绞线或钢筋间的黏结强度（MPa），宜通过试验确定；

ξ——采用两股（根）及其以上钢绞线或钢筋时，钢材与灌浆结石体间黏结强度降低系数，取 0.6～0.85，股（根）数多时取小值，股（根）数少时取大值。

表 E.0.3　预应力锚杆锚固体最小抗拔安全系数

边坡级别	最小抗拔安全系数	
	临时锚杆 （服务年限不大于 2 年）	永久锚杆 （服务年限大于 2 年）
1	1.8	2.2
2、3	1.6	2.0
4、5	1.4	1.8

附录F　抗滑桩计算

F.1　荷载计算

F.1.1　作用于抗滑桩的荷载应包括滑坡体推力 P_t、抗滑桩所处位置下块滑坡体（滑动面以上）的抗力 P_{k1}、锚固段地基抗力 P_{k2}。桩侧与岩土间的摩阻力、凝聚力、桩体变位引起的竖向反力、桩体自重和桩底反力均可不计。

F.1.2　作用于每根抗滑桩上的滑坡体推力 P_t 应按以下规定计算：

1　采用附录D的方法计算单位宽度滑坡体作用于抗滑桩上的推力 P。

2　按 P 的水平分量乘以桩间距计取作用于每根抗滑桩上的滑坡体推力 P_t。

F.1.3　作用于每根抗滑桩上的抗力 P_{k1} 应按以下规定计算：

1　采用附录D的方法计算无抗滑桩情况下单位宽度滑坡体作用于抗滑桩上的推力 T。

2　取 T 的水平分量与作用在抗滑桩上的被动土压力两者之小值作为单位宽度的抗力。

3　按单位宽度的抗力乘以桩间距计取作用于每根抗滑桩的抗力 P_{k1}。

F.1.4　根据滑坡体性质、厚度和抗滑桩所处位置、上块滑坡体上下部变位或蠕动速度的差异等情况，滑坡体推力 P_t 的分布图形可分别采用矩形、三角形或梯形等。

F.1.5　抗力 P_{k1} 的分布图形可采用与滑坡体推力 P_t 相同的分布图形或根据具体情况可采用其他图形。

F.1.6　锚固段地基抗力 P_{k2} 可按照地基弹性抗力计算，其大小应根据岩土体的性质、桩的锚固段深度、锚固段桩体的变位等情况确定。

F.1.7 锚固段地基弹性抗力系数应根据其岩土体性质和抗滑桩的锚固段深度等情况，按下列条件确定：

1 当地基为较完整的岩体和坚硬黏性土时，其水平向弹性抗力系数宜通过试验确定，取为常数，采用矩形分布图形。

2 当地基弹性抗力系数随深度变化时，其水平向弹性抗力系数宜按式（F.1.7）计算：

$$K_H = m_H(y_0 + y)^n \tag{F.1.7}$$

式中 K_H——滑动面以下某深度处的地基水平向弹性抗力系数（kPa/m），宜通过试验确定；

m_H——地基水平向弹性抗力系数随深度变化的比例系数（kPa/m^2），宜通过试验确定；

y_0——锚固段的地基抗力系数分布曲线在滑动面以上延长至 K_H 为零点的高度（m），是与岩土类别有关的常数；

y——滑动面以下计算位置距滑动面的深度（m）；

n——计算指数（当滑动面以下为土基或松散体，K_H 随深度呈线性变化时，宜取 $n=1$；当 K_H 随深度呈外凸的抛物线变化时，宜取 $0<n<1$；当 K_H 随深度呈内凸的抛物线变化时，宜取 $n>1$）。

F.2 抗滑桩锚固段长度和结构计算

F.2.1 抗滑桩锚固段的深度 h_2 主要应根据其岩土体的横向容许承载力确定。当要求控制抗滑桩的变位时，应使其最大变位不超过容许值。

F.2.2 抗滑桩对锚固段岩土体的横向压应力应不大于锚固段岩土体的横向容许承载力。

F.2.3 抗滑桩滑动面以上的桩体内力，应根据滑坡体推力 P_t、滑动面以上滑坡体抗力 P_{k1} 计算。滑动面以下的桩体变位和内力，应根据滑动面处桩截面的弯矩、剪力和锚固段地基抗力 P_{k2} 进行计算。

F.2.4 抗滑桩桩底约束条件，可根据锚固段深度及其岩土体性质等，作下列假定：

1 当桩底可能产生变位和转动时，桩底可假定为自由端。

2 当桩底可能仅产生转动而不产生变位时，桩底可假定为铰支端。

F.2.5 抗滑桩结构内力计算应首先按照式（F.2.5-1）或式（F.2.5-2）计算其变形系数，并应根据变形系数判别其属于刚性桩还是弹性桩：

1 按“K”法计算

$$\beta = (K_H B_P / 4EI)^{1/4} \qquad \text{(F.2.5-1)}$$

2 按“m”法计算

$$\alpha = (m_H B_P / EI)^{1/5} \qquad \text{(F.2.5-2)}$$

式中 β——按“K”法计算时的抗滑桩的变形系数（m^{-1}）；

B_P——抗滑桩正面计算宽度（矩形桩 $B_P = B + 1$，圆形桩 $B_P = 0.9 \times (D + 1)$，B 为矩形抗滑桩的正面宽度（m）；D 为圆形桩的直径（m）；

E——抗滑桩的弹性模量（kPa）；

I——抗滑桩的截面惯性矩（m^4）；

α——按“m”法计算时的抗滑桩的变形系数（m^{-1}）；

m_H——地基弹性抗力系数随深度呈线性变化的比例系数（kPa/m^2）。

当 $\beta h_2 \leqslant 1.0$ 时或当 $\alpha h_2 \leqslant 2.5$ 时，抗滑桩属刚性桩，否则属弹性桩，h_2 为抗滑桩的锚固长度（m）。

F.2.6 按“K”法或“m”法计算抗滑桩内力时，锚固段的换算长度应分别取为 βh_2 或 αh_2。

F.2.7 抗滑桩桩体结构可按照受弯构件设计，对3级及其以下等级边坡，当无特殊要求时，可不作变形、抗裂、挠度等项验算。

标准用词说明

标准用词	在特殊情况下的等效表述	要求严格程度
应	有必要、要求、要、只有……才允许	要　求
不应	不允许、不许可、不要	
宜	推荐、建议	推　荐
不宜	不推荐、不建议	
可	允许、许可、准许	允　许
不必	不需要、不要求	

中华人民共和国水利行业标准

水利水电工程边坡设计规范

SL 386—2007

条 文 说 明

目　　次

1　总则…… 71
3　基本规定…… 73
4　边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定…… 84
5　边坡的计算和分析…… 97
6　边坡治理和加固 …… 121
7　安全监测设计 …… 151

1 总 则

1.0.2 自20世纪80年代以后，随着大、中型水利水电工程的大量修建，边坡安全的重要性越来越受到工程师们的重视，对边坡技术问题的较全面深入研究也是从这一时期开始的。以往的科学研究成果和工程实践经验的积累也主要来自于大、中型水利水电工程，根据这一实际情况，本条规定“本标准适用于大、中型水利水电工程中的1～5级边坡的设计”。对于小型水利水电工程的边坡，由设计者根据情况决定是否参照本标准规定进行设计，条文中不作规定。

本标准对“水利水电工程边坡”的定义“由于修建水利水电工程形成的、边坡破坏对修建的水利水电工程安全有影响的和因修建水利水电工程有可能引起其破坏的边坡统称为水利水电工程边坡”，表明了本标准适用的边坡类型。

本条中“标准明确规定的除外”，定性地规定了本标准不适用的范围。“标准明确规定”的含义主要是指对边坡的级别、稳定安全系数标准及相应的计算方法等均有明确的规定。对于填筑边坡，如土石坝、堤防、公路等；对于开挖边坡，如建筑工程边坡等。

另外由于修建水工建筑物对边坡施加了除建筑物自重以外的不利于其稳定的力，比如拱坝两坝肩开挖的拱座边坡。若要满足拱座稳定要求，治理、加固或/和调整坝型这两种措施是采用一种还是两种同时采用，往往需要进行全面的技术经济比较。若仅按本标准要求进行边坡本身的治理和加固作出规定也是不合适的。因此，本标准是否适用于这类边坡，需要针对具体情况研究确定。

因为永久冻土区的边坡具有特殊性，因此标准要求专门研究。

1.0.3 本条是对边坡设计的基本原则要求，其中“应重视施工地质和安全监测资料分析，结合实际情况的变化，修正设计”表达的是动态设计思想。

1.0.4 相对其他传统的水工建筑物而言，水利水电工程边坡的治理和加固，无论实际工程经验的积累和总结方面还是科学研究的深度和广度方面都还是相对薄弱的。边坡工程牵涉多种类型的水工建筑物，边坡类型也多种多样，问题非常复杂。边坡设计中，认真总结以往工程实践经验，并进行必要的科学研究是十分必要的。

国内外先进技术的推广应用，有助于边坡治理和加固的设计方案更加趋于经济合理，在同等投资水平的条件下也有助于提高边坡的潜在安全度。在小浪底水利水电枢纽工程的边坡设计中，采纳世界银行专家的建议，研究和制作的双层保护预应力锚索并应用于岩石高边坡加固就是成功的范例。对待新技术，采取“积极慎重”的态度是科学的态度，有助于新技术的正确推广和应用。

1.0.5 与边坡设计有关的现行行业和国家技术标准主要有（但不限于）下列几项：

《水利水电工程地质勘察规范》（GB 50287—99）；

《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001）；

《锚杆喷射混凝土支护技术规范》（GB 50086—2001）；

《水利水电工程岩石试验规程》（SL 264—2001）；

《土工试验规程》（SL 237—1999）；

《水工建筑物抗震设计规范》（SL 203—97）；

《水工挡土墙设计规范》（SL 379—2007）；

《水工预应力锚固设计规范》（SL 212—98）；

《水工建筑物岩石基础开挖工程施工技术规范》（SL 47—94）。

3 基本规定

3.2 边坡级别确定

3.2.2 本条规定确定边坡级别考虑两个主要因素；其一是与相关建筑物的关系；其二是边坡破坏造成的影响。因建筑物级别的确定已体现了工程的重要性和建筑物在工程中的地位，以相关建筑物的级别为确定边坡级别的主要依据之一，能相对准确地体现边坡的重要性。边坡与相关建筑物的相互关系能体现边坡破坏对建筑物安全和运用的影响，所以也作为确定边坡级别所考虑的依据。由于边坡级别与建筑物的相互关系不易简单地定量确定，所以条文规定“对边坡破坏造成的影响进行论证”。

根据边坡与建筑物的关系和边坡破坏对相应建筑物安全的影响程度，按建筑物是破坏严重、较严重、不严重和较轻等4种不同情况确定边坡级别，列入表3.2.2中，并注明了4种影响程度的含义。分别说明如下：

(1) 严重：按边坡与建筑物的关系，分为直接相关和间接相关两种。前者可分为两种类型：一种类型也称之为“边坡属于建筑物的组成部分”，例如船闸的直立边坡、挖方渠道的过水断面边坡；另一种类型为边坡体为建筑物的地基或地基的一部分，建筑物的自重作用在边坡潜在滑动体上，例如紧靠边坡上方修建有泄水、引水的进水塔等。对于这种边坡，一旦边坡破坏或仅产生稍大变形将直接导致建筑物破坏，属于最危险的情况，因此要求边坡与相关建筑物级别相同是必要的。与建筑物安全间接相关的边坡是指边坡滑塌后，滑塌体推向建筑物导致其整体破坏。例如泄水建筑物进水口集中布置时，若边坡破坏会导致进水塔整体破坏，边坡级别与进水塔的级别相同也是合理的。条文中“功能完全丧失”的含义是建筑物虽然没有破坏但已完全不能运用。如当泄水建筑物在一岸集中布置时，岩石边坡破坏后将所有进水口全

部封堵，导致泄水建筑物完全丧失泄水功能的情况。

（2）较严重：有些情况下边坡破坏并不一定使建筑物彻底破坏或完全丧失功能，但已损坏较严重，已不能正常运用或需要进行专门的除险加固。“专门的除险加固”是指已超出了管理单位正常维护工作的范畴，需要进行专门的除险加固设计并由专业施工队伍施工，才能使建筑物恢复或基本恢复原设计功能。

（3）不严重：例如溢洪道泄槽段的开挖边坡，当出现边墙上部边坡局部滑坡侵占部分过水断面，只要塌方不是将溢洪道完全堵死并不难以清除，清除后溢洪道仍可正常过水；道路边坡塌方，虽暂时阻断交通，但清理后仍可正常通行。

（4）较轻：有的边坡的破坏并不导致建筑物的破坏或功能丧失，而是仅对建筑物安全有轻微影响。比如有些近坝上游的库岸边坡，当边坡破坏后滑坡涌浪传到坝前已很小，对建筑物安全没有明显的影响，因此其级别定为4级或5级是可以接受的。

尽管本条的规定是按照边坡与相关建筑物之间的关系确定其级别的，但由于水工建筑物多种多样，边坡与建筑物相互关系非常复杂，因此条文中只能作一般性规定。在实际工程中，难免出现边坡级别不一致的情况，需要认真研究边坡对相应建筑物的影响、建筑物在整个工程安全中的地位等，才能相对合理地确定边坡的级别。由于边坡级别的高低直接决定抗滑稳定安全系数标准，也就是说直接影响工程投资，考虑到这一点，条文中特别要求“对边坡破坏造成的影响进行论证”后确定边坡级别。比如，小浪底大坝上游3.65km和2.84km分别发育有1号滑坡和2号滑坡，体积分别为1100万m^3和410万m^3。在设计过程中，做了大量的地质勘察试验工作，并采用多种方法研究在不同条件下的稳定性状，对1号滑坡进行了模型试验。研究表明，在正常高水位275.00m情况下，若1号滑坡发生破坏，产生的涌浪传至坝前仅高0.88m，不会对大坝和左岸进水塔等建筑物的安全构成威胁，且附近也没有居民区以及其他设施。从地质勘察初期至今的安全监测表明，经不同库水位及水位降落等多种工况条件下运

行，两滑坡虽仍处于缓慢的蠕变变形中，没有在近期内发生滑动的明显迹象，因此没有必要将其级别定的过高。这种规模宏大的蠕变变形边坡对提高边坡的稳定安全度往往不敏感。若确定的边坡级别太高，要求的稳定安全系数必然很大，进行治理和加固的费用也非常惊人，但工程实践中往往难以做到。

3.2.3 有些情况下，一个边坡的破坏可能与两座或多座建筑物的安全有关。对于这种情况，条文规定应先按建筑物分别确定边坡级别，之后，再选择其中最高级别作为边坡级别，其基本思路是确定边坡级别时就高不就低。这一思路是与其他标准确定工程等别、建筑物级别的原则和工程实践中的行业惯例是一致的。

3.2.4 对于长度大的边坡，各区段水工建筑物的重要性可能不同。例如溢洪道、输水渠道和抽水蓄能电站上库库岸等，开挖的边坡长度较大，不同区段的边坡对工程的影响和造成的损失是不同的，分区段确定边坡级别是合理的。因此本条规定应分区段确定边坡级别。

3.2.5 有些边坡仅施工期临空，且相应建筑物建成后没有发生破坏或产生超常变形的边界条件，例如土石坝两岸坝基开挖边坡，在大坝填筑后，由于坝体的支撑作用，坝基边坡已失去了滑动和产生超常变形的边界条件。因此仅需在大坝开挖过程中的短时间临空期间保持稳定即可，所以没有必要要求太高的安全度。类似这种边坡按最低的5级边坡对待，符合在保证安全的前提条件下，尽量减少工程投资的原则。对于本条规定，主要是要正确判定“相关水工建筑物建成后没有发生破坏或产生超常变形的边界条件”，若不满足这项要求，就不一定能将其定为5级边坡。

3.2.6 条文中“与水工建筑物无关的边坡”在水利水电工程中大量存在。根据不完全调查，大致有以下几类：

（1）影响城镇、乡村、工矿企业等安全的库区塌岸或滑坡。这类边坡直接与人的生命安全密切相关，一旦有安全问题发生，社会、经济影响均较大，并且善后处理难度大、费用高，往往是业主及其上级主管部门难以解决的。即使进行治理和加固后不发

生塌滑破坏，也可能因变形过大引起安全问题。因此需要引起足够的重视。与这类边坡相关的建筑物、构筑物有些有其他行业相应的设计规范要求，但其他行业规范未必考虑水利水电工程的实际情况。因此，需要综合考虑其他行业规范规定和水利水电工程的实际情况等因素，合理地确定边坡级别。

（2）影响陆路和水路干线交通安全的库区塌岸或滑坡。这类边坡与第一类边坡不同，很多时候它的破坏仅造成边坡本身和受影响建筑物的直接损失。而造成人身和其他的财产损失却有很大的随机性。确定这类边坡级别时需要考虑这一因素，同时还需要考虑交通干线的重要性的不同，例如影响国家级和国防专用交通干线安全的边坡与省级及其以下交通干线安全的边坡，重要性不同。

（3）工程场区内新建的交通主干道的边坡。由于工程场区内修建的交通干道属于工程专用道路，不牵涉本行业以外的单位和个人，因此仅需要考虑施工期间和竣工运用的交通情况，以及失事后损失大小确定边坡级别。

（4）工程场区内新建的其他主要建筑物的边坡。工程场区内新建的其他主要建筑物通常有生活设施类和生产设施类，确定其边坡级别时也需要考虑建筑物类型、边坡破坏造成的损失及造成某种损失的几率大小等因素。

由于上述边坡已与水工建筑物安全和正常运行没有相关关系，因此不能按照水工建筑物级别来确定边坡级别。在当前背景条件下，给出定量规定的按边坡破坏造成的损失大小确定边坡级别的条件还不成熟，因此条文中仅进行定性规定。

3.3 边坡运用条件划分

3.3.1 由于边坡运用条件与土石坝和堤防较为接近，因此条文中参照《碾压式土石坝设计规范》（SL 274—2001）和《堤防工程设计规范》（GB 50286—98），并考虑各种不同类型边坡的特点，划分边坡各种运用条件。

3.3.2～3.3.4　理解和执行这三条需要注意，三种运用条件主要是按运用条件可能出现的频度高低划分，而不是按照运用条件的恶劣程度划分，这是执行条文需要掌握的基本原则。一种运用条件往往包含多种工况，但由于水利水电工程的复杂性，条文中难以将不同运用条件下的所有工况全部列出，条文中指明的仅是部分典型的和设计人员熟悉的工况，而不是全部。但只要掌握上述基本原则就能比较合理地确定实际遇到的工况属于何种运用条件。

（1）正常运用条件。

在划分正常运用条件时，考虑边坡的特点，区分了临水边坡与不临水边坡，对于临水边坡又区分了水库边坡和水道边坡，对于水库边坡又区分了上游边坡和下游边坡，其目的是使条文规定更加明了，便于操作。

①临水边坡。对于水库边坡，位于建筑物上游侧库区的边坡与下游边坡的临水条件不同。例如上游边坡常遇的运用条件可能是正常高水位与死水位及其之间的任一水位，而下游边坡常遇的运用条件出现较多的是泄水、引水建筑物正常泄水时的下游水位。因此条文中分别进行了划分。

水道正常高水位与最低挡水位之间任一水位，持续时间均可能较长，因此作为正常运用条件。正常高水位与最低挡水位的经常性降落，是径流电站和抽水蓄能电站上库经常出现的运用条件，由于其出现频度高，所以划为正常运用条件。

②不临水边坡。条文中规定的“工程投入运用后经常发生或持续时间长的情况”是相对于非常运用条件Ⅰ和非常运用条件Ⅱ而言的，例如除发生强降水致使边坡体骤然饱和、地震等非常运用条件以外的情况。

（2）非常运用条件Ⅰ。

①施工期。对于边坡的施工期，在工程实践中有两种情况：一种情况是永久边坡的施工期，即竣工后边坡仍处于临空状态；另一种情况为工程竣工后边坡不临空，例如坝肩开挖边坡，坝修

筑后可能全部或部分处于不临空状态。

②降雨和泄水雨雾。根据152个边坡的统计资料，有52个边坡变形或失稳与降雨有关，因此要求考虑这种情况。泄水建筑物泄水时，常常会在一定范围内产生雨雾，其对边坡的不利影响与降雨相似。

降雨和泄水雨雾引起边坡体骤然饱和造成边坡整体失稳，是由于短时间内边坡体内孔隙压力升高和材料抗剪强度的降低引起的。在我国南方，尽管雨季降雨频繁，但相对于水库边坡临水状态，作用时间较短；相对于径流电站和抽水蓄能电站的水位涨落，其发生的频度相对低的多。因此划为非常运用条件。

除降雨和泄水雨雾外，还可能发生其他情况造成边坡体的骤然饱和。例如在靠近边坡附近钻探时，钻孔给水钻进和压水试验等也会引起边坡地下水位的升高。我国某大型工程泄水建筑物进口高边坡埋设安全检测仪器钻孔时，曾发现由于钻孔水压力引起边坡不正常变形。由于发现及时，调整了钻孔工艺才避免出现事故。

③正常运用条件下，边坡坡体排水失效。条文中的“排水失效”主要是指各种排水孔失效，这是设计中需要着重考虑的。与排水孔相比其他形式排水失效的几率要小的多，虽然不是考虑的重点，但也不能完全排除，设计中需要根据实际情况决定。

根据已有的工程实践和资料统计情况，“排水失效”的比例如何考虑，在条文中进行定量规定的条件还不成熟，执行该条时需要参照已建工程进行论证后确定。但某一较大的范围内所有排水全部失效是设计所不允许发生的。

(3) 非常运用条件Ⅱ。

条文中将正常运用条件与地震相组合作为非常运用条件Ⅱ，区别于非常运用条件Ⅰ中其他非常运用条件，主要考虑的因素有：

①地震情况更加稀遇。

②地震条件下，若要求边坡的安全度与其他非常运用条件相

同，则花费的代价要比其他非常运用条件高的多。

1993 年，《碾压式土石坝设计规范》（SL 274—2001）补充修改条款中曾将正常运用遇地震改为非常运用条件Ⅰ，与其他非常运用条件一样对待。通过 5～6 年的实践，证明是不合理的。考虑上述因素和其他行业技术标准的规定，规定正常运用条件遭遇地震作为非常运用条件Ⅱ，以与其他非常运用条件Ⅰ相区别。

3.4 抗滑稳定安全系数标准

3.4.1 本条规定了选定边坡抗滑稳定最小稳定安全系数应考虑的主要因素。这些因素也是本节制定安全系数标准所考虑的因素。

（1）边坡高度与稳定安全系数标准。

在制定安全系数标准时，研究了坡高与最小安全系数的关系。对 103 个工程边坡实例（其中开挖边坡 70 个，自然边坡 33 个）坡高与稳定安全系数标准及其计算的最小安全系数关系进行统计。统计成果表明，各工程的最小稳定安全系数趋势线虽有随边坡高度增加略有减小降低（安全系数减小）的趋势，但非常不明显。因此，制定稳定安全系数标准时没有考虑坡高的因素。

（2）稳定计算方法与安全系数标准。

①现行规范的有关规定。

SL 274—2001 按计算方法规定采用瑞典法和滑楔法（作用力为水平时）计算时安全系数标准需要降低 8%。

《建筑边坡工程技术规范》（GB 50330—2002）中区分计算方法，对圆弧滑动方法采用的安全系数标准比平面滑动和折线滑动方法（不平衡推力传递法）小 3.7%～4.0%（差值为 0.05）。

《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）中规定采用的极限平衡计算方法与 GB 50330—2002 相同。除此之外，还规定对复杂破坏机制采用数值方法，安全系数标准不仅对应极限平衡方法。其开挖边坡安全系数标准采用范围值，范围区间的上下限差值为 2.9%～8.7%（差值为 0.03～0.1）。该规范进行的大量算

例表明：简化毕肖普法计算结果比不平衡推力法大5%～10%，平面滑动解析法的计算比不平衡推力法大8%～16%，数值分析法的计算结果与简化毕肖普法差值通常在5%以内。从其规定的安全系数标准范围值区间看，基本能够涵盖计算方法的差别。

Duncan在《堤坝稳定分析25年回顾》（1992年）当代水平报告中，对传统的各种边坡稳定分析方法的计算精度和适用范围有以下论述：满足全部平衡条件的方法（如Janbu法，Spencer法）在任何情况下都是精确的（除非遇到数值分析问题）。这些方法计算的成果相互误差不超过12%，相对于一般可认为是正确答案的误差不会超过6%。

②工程实例对比分析。

为了解实际工程中条文规定的各种方法计算结果的差异，挑选了小浪底水库、天生桥二级水电站、紫坪铺水库、巴山水电站4个工程，采用萨尔玛法、摩根斯顿法、不平衡推力传递法对边坡进行了对比计算。并对各方法间的最大差值、最小差值和平均差值范围进行统计，结果见表1。从平均差值范围看，萨尔玛法与摩根斯顿法相差较大，不平衡推力传递法与萨尔玛法差值次之，不平衡推力传递法与摩根斯顿法差值最小。统计结果表明：个别情况下，三种方法间的差值较大。但大多数情况下，三种方法间的差值不大，差值范围在10%以下的约占总数的80%。

表1　三种计算方法安全系数差值范围统计表

计算方法		萨尔玛法与摩根斯顿法比较	不平衡推力传递法与摩根斯顿法比较	不平衡推力传递法与萨尔玛法比较	合计
安全系数差值范围	最大	6.72%～34.98%	2.96%～38.77%	7.29%～20.57%	2.96%～38.77%
	最小	0.10%～6.29%	0～6.57%	0～2.14%	0～6.57%
	平均	2.98%～15.39%	3.26%～10.98%	4.69%～8.38%	2.98%～15.39%

另外，三种方法中，没有某种方法呈规律性的比其他方法偏大或偏小的情况，从侧面说明不必按不同方法规定不同的安全系

数标准。

因为本标准采用的范围值变化区间为3.8%～13.3%，平均为5.7%，基本能够涵盖计算方法的差别，所以未再按照不同的计算方法分别规定安全系数标准。

3.4.2 各级边坡在不同运用条件下的抗滑稳定安全系数标准制定主要参照了相关标准的规定，并将已建水利水电工程边坡的实际取值统计作为制定本规范稳定安全系数标准的主要依据。

（1）有关标准对边坡抗滑稳定安全系数标准的规定。

参照相关标准是为了使本标准与其他相关标准之间相互协调。参考的标准主要有GB 50021—2001、GB 50330—2002、SL 212—98、SL 274—2001、《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》（DL 5180—2003）、JTG D30—2004（开挖边坡部分）、《港口工程地基规范》（JTJ 250—98）和《基坑土钉支护技术规程》（CECS 96：97）等，统计结果见表2。其中国内规范安全系数最高采用值为1.80。GB 50021—2001和SL 274—2001采用的最大值为1.50。

表2 有关规范规定的安全系数范围值统计表

运用条件	1级建筑物的边坡或重要边坡	2级建筑物的边坡或较重要边坡	3级建筑物的边坡或次要边坡	4级、5级建筑物的边坡或不重要边坡
正常运用条件	多数为1.50～1.20	多数为1.35～1.10	多数为1.25～1.05	多数为1.20以下
非常运用条件Ⅰ	多数比正常运用条件低0.05～0.10，个别低0.25～0.20	多数比正常运用条件低0.05～0.10	多数比正常运用条件低0.05	多数比正常运用条件低0.05
非常运用条件Ⅱ	多数比非常运用条件Ⅰ降低0.05～0.10	多数比非常运用条件Ⅰ降低0.05	多数比非常运用条件Ⅰ降低0.05	多数比非常运用条件Ⅰ降低0.05～0.03

（2）已建工程边坡的抗滑稳定安全系数取值。

实际边坡工程采用的安全系数标准和实际计算值，可反映目

前边坡安全系数的应用现状。通过对103例边坡的抗滑稳定安全系数进行统计，统计结果表明：

①各工程规定的安全系数标准变动区间不大，正常运用条件下的范围值为1.10～1.60，非常运用条件Ⅰ下的范围值为1.00～1.30，非常运用条件Ⅱ下的范围值为1.05～1.20；而实际采用的计算值变动区间则相对较大，三种运用条件下的范围值分别为1.02～4.24、1.00～2.92和0.96～1.696。

②各工况间的安全系数数值级差。采用的安全系数标准正常运用条件数值比非常运用条件Ⅰ高13.6%，非常运用条件Ⅰ比非常运用条件Ⅱ高2.7%。实际计算值的高出比例略大。与本规范规定的级差（4%～9%）基本相符合。

（3）1级边坡正常运用条件下的安全系数标准问题。

本条表3.4.2除对安全系数标准作了规定外，还规定了“经论证，破坏后给社会、经济和环境带来重大影响的1级边坡，在正常运用条件下的抗滑稳定安全系数可取1.30～1.50”。这主要是考虑到划分一等工程的技术标准上限是不封顶的，也就是说一般刚满足划分标准的一等工程与诸如长江三峡、黄河小浪底等特大型工程相比，其重要性不可同日而语。对于特大型工程，能确定为1级的边坡，其在工程安全中的地位无疑是非常重要的。因此将此种重要且影响大的1级边坡正常运用条件下最高的抗滑稳定最小安全系数定为1.50可以认为是合理的。土石坝在类似情况下，规定的稳定安全系数也比其他情况高（见SL 274—2001）。

3.4.3 在实际工程中，边坡未失稳而变形过大导致建筑物破坏或失效的可能性是存在的。例如溢洪道控制段的边坡，若存在边坡失稳前发生过大变形的地质条件，过大的变形就可能导致结构破坏或闸门不能正常运用而危及工程安全。类似这种情况，在规定的抗滑稳定安全系数标准范围内取大值是合理的。至于取大值是取上限值还是取值稍小于上限值，由设计者根据实际情况经论证选定。

3.4.4 若因边坡潜在滑动体规模巨大、地质构造等原因，导致采取的加固措施对抗滑稳定安全系数增加不敏感，使得增加加固措施不经济，在工程实践中是屡见不鲜。在这种情况下，即使采取增设许多预应力锚杆、抗滑桩和抗滑洞塞等加固措施往往对提高稳定安全系数的作用并不明显。这种现象也表明边坡稳定性状受外界条件变化的影响较小，也就是说工程投入运用后即使不利荷载增加，对边坡稳定安全度降低也不敏感。因此在规定的稳定安全系数标准范围内，取小值是合理的。

3.4.5 在不同的工程中，影响工程安全的破坏风险以及其他不确定因素是不同的。有些可能相对简单，在设计过程中比较容易查明、确定，易于采取恰当的处理措施，在允许的范围内采用较小的稳定安全系数是合理的；有些相对复杂，难以查明、确定，采用较大的稳定安全系数控制边坡安全，才能令人放心。因此，本条针对这两种不同情况分别作出规定。

4 边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定

4.1 一 般 规 定

4.1.1 在 GB 50287—99 中，对不同设计阶段的边坡勘察进行了相应的规定。边坡与相应建筑物一并进行地质勘察，目的是在能查明地质条件的前提下尽量减少勘察工作量。当边坡与建筑物相关时，一并勘察往往更加有利于全面地评价边坡的安全，也便于采用技术可行、经济合理的治理和加固措施。考虑到边坡地质条件的复杂性，即使进行了初勘和详勘，有时仍然不能完全查清边坡的地质条件，所收集到的资料有时仍不能满足边坡设计要求的情况。另外，对于远离建筑物的边坡，也需要进行单独的勘察。因此条文规定必要时对边坡进行专门的工程勘察。

4.1.2 工程实践中经常遇到古（老）滑坡，这些滑坡经过长期的地质作用，有些已经处于稳定状态，有些仍然处于缓慢的变形状态。充分了解这些滑坡的发生发展历史，有利于研究这些滑坡当前的稳定状态，有利于分析滑坡的发展趋势和制定治理和加固措施。人类活动对滑坡的稳定性起着重要影响，很多滑坡实例已经证明人类活动会引发边坡的破坏，研究工程区的人类活动对边坡的稳定性的影响，有利于制定合理的施工方法，避免边坡破坏的发生。

4.1.3 有些工程，边坡体的规模很大，地质条件十分复杂。有时，由于布置建筑物，需要按建筑物的布置要求将边坡开挖或改造成不同的形状。对于这些复杂的情况，很难用一种地质条件来代表整个边坡体，因此条文中规定将其分为几个不同的部分或区段并找出其代表性剖面，分别进行分析和处理。

4.1.4 监测工作是预防地质灾害的重要手段之一。多数滑坡在发生前，大多会出现滑动或破坏的先兆，对这些现象进行监测对

于预测滑坡的发生和发展，积累工程经验十分重要。水对边坡的稳定起着极为重要的影响，很多边坡工程的失稳与水的影响有关。因此，对地下水进行监测，掌握地下水随季节的变化规律、最高水位以及有关的水文地质资料对边坡整治很有必要。鉴于在实际操作过程中，受经费及交通条件等各种因素的限制，难以在所有的边坡工程中都对其活动性进行监测，因此，条文仅对稳定性较差且对工程安全有影响的1级、2级边坡提出要求。

4.2 破坏模式和稳定性判别

4.2.1 水利水电工程边坡的地质条件是对各种勘察成果进行综合分析和概括后形成的，是边坡工程安全评估和设计的基础。因此，进行边坡稳定性分析的第一步是分析边坡地质条件。条文规定的地质条件所包含的内容不是严格按照地质专业的定义所规定的，而仅是以满足边坡设计为目的而定义的。

4.2.2 国内外对边坡进行分类的方法很多，很多专家学者按不同的应用目的或不同的要素进行了边坡分类，如按破坏速度、受力方式、破坏形式、滑面形式、边坡岩性等的分类（见表3）。

本条在进行边坡分类时，虽然也考虑了以往的各种分类方法，但主要是为边坡的计算分析和治理、加固服务的。因此，在进行边坡分类时，在与其他分类方法尽量不发生矛盾的前提下，根据边坡设计的实际需要进行分类。

目前，国内外广泛采用的岩体RMR分类法，主要适用于地下工程的围岩分类，根据RMR分类方法改进后的为边坡使用的CSMR分类法，也是一种半定量的方法，这些方法均未能把在岩石边坡稳定中起重要作用的结构面突出出来，因此这种分类法在岩石边坡方面的应用尚需进一步的研究。本规范考虑到边坡设计和计算分析的需要，采用了按边坡岩土体结构分类的方法，这种分类方法已在大多数水工建筑物规范中采用，因而本规范的分类方法和其他水工建筑物规范中的分类是一致的，以保持本行业内规范规定的一致性。

表 3　边坡失稳模式分类表

破坏类型		特　　征
剧烈破坏变形	崩塌	在悬崖或陡坡地段当岩体内部连接力小于重力时，大块岩土体迅速向下崩塌，有时沿山坡猛烈翻滚、跳跃、撞击、破碎，最后坠落于坡脚
	山崩	大规模的崩塌
	坍滑	坍方与滑动的统称
	滑动	边坡岩土体沿一个或几个结构面整体向下滑落
	坐落	由于风化、浸水、堆积等作用，使边坡岩土自身压密，或因人工开挖坡脚，而使边坡岩体整体向下沉落，一般规模都不大，常发生在松散堆积层或有软弱岩层存在的斜坡表层
	土滑	又称流土，多发生在半坚硬或软弱岩石和松散堆积物构成的斜坡上
	滑坡	在重力作用下，沿一定的滑动面整体向下滑动，是一种常见的边坡破坏现象
	坠落	岩块或岩体自陡坡悬崖或反坡上临空掉落的破坏现象
	塌陷	边坡岩土体因冲刷、溶蚀、掏空、采空等原因而引起上覆岩土体的下降现象
缓慢破坏变形	蠕动	边坡岩土体长期的缓慢破坏变形
	倾倒	又称倾倒体、点头哈腰等，是边坡岩体在重力或地应力作用下，岩块绕一定的转点长期缓慢的转动或滑移现象
	松弛	边坡岩体由于应力变化，产生岩体变形现象，多发生在河谷下切、岸坡发生卸荷作用的情况下，使边坡岩体发生近于平行坡面的张开裂纹，或坡顶出现张开裂纹，从而破坏了边坡表面岩体的完整性
	剥落	又称散落，边坡岩石因物理风化而出现的碎裂、解体现象，多发生在泥质软弱岩石组成的边坡上
	岩堆	边坡岩体经风化作用，呈片状脱落的较小岩块，因重力作用或雨水冲刷或其他应力作用下，向斜坡下部滚落或散落堆积在坡脚
	隆胀	又称隆起或鼓胀，由薄层、板状、片状岩层构成的斜坡。当层面与坡面大致平行时，表部岩层可能出现层面凸起的现象

表 3（续）

破坏类型		特　　征
冲刷变形破坏	冲刷	在流水的动力作用下，边坡的岩（土）体被水流冲蚀、搬运的现象，通常可细分为面蚀、冲沟、高水头下泄、冲击、浪击等
	潜蚀	地下水的运动，造成边坡破坏变形，通常发生在斜坡的下部
	泥石流	边坡岩石因风化和重力作用，岩石碎块滚落至缓坡或山谷，受水流的浸泡作用，沿下伏黏性土层或斜坡表面向下移动至沟谷地带汇聚成河向下流动的现象
	朔源侵蚀	经常性的水流对边坡的刻蚀作用
受力状态	牵引式	沿滑动方向有多级滑坡，前部临空自行下滑，后部失去支撑下滑，前级大，向后逐渐变小
	推动式	沿滑动方向有多级滑坡，后级体积大先滑，推动前级滑动
滑动面形状	平面形	边坡滑体沿某一结构面滑动
	弧面形	散体结构、碎裂结构的岩质边坡或土坡滑体沿弧形滑动面滑动
	楔面形	结构面组合的楔形滑体，沿滑动面交线方向滑动
流动		崩塌碎屑类堆积向坡脚流动，形成碎屑流
滑体稠度	塑流	岩土体已达饱和流动状态，滑体与滑带界面不清
	塑性	岩土体的稠度达塑状
	块体	岩土体呈硬塑或半坚硬状态，滑后只有断裂，很少塑性变形，滑体与滑面清楚
滑面部位	定向	沿结构面滑动
	无向	滑面位置随外形及水浸湿的变化而不同，沿最大剪应力面发生，无明显软弱带
滑动性质	流动	黏土类岩土体遇水软化，干时稳定
	挤出	黏土类岩土体在高压下受挤产生蠕动
滑面性质	旋转	圆弧形滑面、滑体沿弧面旋转，表面受挤、裂缝多
	构造（面）	沿结构面缓倾角软弱带，有临空面配合水的运动，滑体刚度较大
	错落转化	不稳定变形应力调整，导致错落、强度降低、转化成滑坡，有水作用滑面顺坡向
	表层滑动	基岩面滑动滑床与古地形有关，多在雨季活动

表 3（续）

破坏类型		特　　征
滑带性质	顺层	沿软弱层滑动，液体刚度大，呈块状滑动
	潜蚀	滑带土潜蚀、溶蚀、掏空，先形成塌陷，水被堵，水压增大后突然下滑
	悬浮	砂土压实时水不能排出，造成突然滑动
	液化溃爬	人工填筑土压实过大孔隙饱水，土粒细，受振动而液化
特殊岩性	融冻土	沿冻结面顶面下滑、下部来水补给，另一种冻结层融化造成表层土下滑
	裂隙黏土	具胀缩性，干时裂缝，雨季浸水后，具膨胀和软化作用，强度丧失，易造成滑坡
	灵敏黏土	灵敏度 4～8 的黏土，瞬时丧失强度，发展快，又称干滑坡
	火成岩、变质岩风化壳	风化带倾向临空面，产生沿风化带发育的滑坡
破坏性质	连续性	长期缓慢滑动，滑带土强度稳定，接近残余强度，滑面平直
	断续性	雨季滑动，干时稳定；或多年活动一次，复活型，滑动一次后，能量再次积聚
	崩塌性	滑体脱离滑床，历时短，事先有一个形成滑面的过程
滑坡平面形态	圈椅形（冰斗形）	外貌似圈椅，长宽相近，均质堆积体内
	横长形（正面形）	宽大于长，后缘曲度平缓，前缓有土挤出，侧向阻力大，下伏软层
	纵长形（冰川形）	长大于宽，厚度小，滑面陡倾或富水
	葫芦形	前缘滑引起后缘扩大发展，地下水向滑动中心流动
	勺形	后部及中部埋藏软弱层，坡脚为冲洪积
	椭圆形	常在冲沟沟头，岩土向沟心流动，后缘及两侧滑壁塌滑
	角形	两组结构面成 V 形，沿结构面错落转化成滑坡
	综合形	滑坡扩大成不规则形，周围呈锯齿形，几个滑坡常合并而成

边坡岩体的结构与其失稳模式密切相关，而边坡失稳模式的判断正确与否，在边坡稳定分析中起着至关重要的作用，也是建立边坡地质信息模型的关键。在工程实践中，边坡失稳模式多种

多样，其定名虽相似，又不完全相同，如表 3 所示。根据以往的成果研究分析，本规范中对不同的边坡岩土体结构，将常见的失稳破坏形式归纳为崩塌、滑动、弯曲倾倒、溃屈、拉裂和流动等形式，在附录 A 中分别进行定义，以便判别可能的失稳模式。

在我国“八五”期间，曾对变形破坏类型进行了研究，本规范中的边坡破坏类型引用了这个研究成果。对我国水利水电工程中边坡破坏类型的研究表明，不同岩体结构的边坡破坏类型是有差异的，如表 4 所示，可以看出，边坡的破坏以滑动为主，这与工程实践中遇到的情况基本一致。

表 4　边坡失稳模式分类统计表

破坏类型		块状结构	层状顺层向结构坡	层状逆层向结构坡	层状斜向结构坡	碎裂结构坡	散体结构坡	失稳边坡	
		失稳数	失稳数	失稳数	失稳数	失稳数	失稳数	数量（个）	百分数（%）
崩塌		1	1	1	1	0	1	5	6.94
滑动		8	10	3	6	2	23	52	72.22
溃屈		0	2	0	0	0	0	2	2.78
倾倒		0	0	4	0	0	1	5	6.94
拉裂		1	0	1	1	0	0	3	4.17
流动		0	0	0	0	0	0	0	0
复合		0	1	2	2	0	0	5	6.94
失稳边坡	数量（个）	10	14	11	10	27		72	100
	百分数(%)	13.89	19.44	15.28	13.89	37.50			

4.2.9　边坡失稳初步判别的方法虽然很多，但最常用的方法为工程地质类比法和极射赤平投影法。

工程地质类比法主要以经验为主，根据已有的工程经验，结合实际的地质情况来判断边坡的稳定性。

极射赤平投影法是一种常用的分析判别方法，它简单易行，

可用在工程的任何勘察阶段。对顺坡向的边坡，当结构面的倾向与边坡倾向夹角小于20°时，极易发生滑动破坏，研究结果表明结构面的倾向与边坡倾向的夹角与边坡破坏有明显的相关关系。从对长江三峡工程库岸的研究中发现，当结构面倾向与边坡倾向的夹角在20°以内时，边坡破坏的比例较大。从安全的角度出发，附录B.0.5规定对于单组结构面，结构面倾向与边坡倾向夹角按30°以内进行分析，以保证不遗漏可能的不稳定边坡。

4.3 岩体抗剪强度指标的取值方法

4.3.1 在工程实践中，确定岩体抗剪强度指标的方法很多，主要有现场试验、室内试验、反演分析、工程地质类比、经验折减以及采用岩体力学分类法进行折算等。一般说来，现场试验方法取得岩体的抗剪强度指标是直观的，也比较可靠，但现场试验费用高、周期长，难度较大，并非所有的工程都有条件进行；岩块的试验相对简单易行，费用较低，但是岩块的试验结果不一定能很好地代表岩体的实际情况。因此本规范考虑到本行业的实际情况对1级、2级和3级边坡分别作了规定，至于4级、5级边坡，条文中不再作规定，由设计者根据实际需要和客观条件选用。

在近年的国内外工程实践中，有专家学者尝试利用工程岩体的RMR分类法，结合Hoek－Brown准则估计岩体的抗剪强度，并将这些指标用于边坡岩体的稳定性评价中，这个方法已经在小浪底、二滩等工程中进行了尝试性的运用。但是在国际同行业中，此类报道尚不是很多。有人认为，采用此方法得出的岩体抗剪强度在低应力情况下，c值偏大，φ角偏小；在高应力情况下，c值偏小，φ角偏大。Hoek（2000）发展了一种新的方法即地质强度指标法（GSI），近期又进一步将该方法推广，以便更好地应用于非均质岩体中。GSI法是Hoek教授经过多年来与世界各地的工程地质师的讨论中发展起来的方法，特别适用于风化岩体及非均质岩体。GSI指标的确定基于岩体的岩性、结构和结构面条件等，是通过对诸如路堑、洞脸及岩芯等表面开挖或暴露的岩

体进行肉眼观察进行评价的。通过综合考虑岩体结构与结构面特征的组合，地质强度指标 GSI 反映了控制破坏形式的地质约束性，因此，具有使用上的简易性与可操作性。尽管 GSI 方法有上述优点，但是，由于其在边坡工程中的应用尚处于探索阶段，其合理性和适应性尚有待于验证，因此未纳入规范。

4.3.6 工程中的岩体多是层状的，物理力学性质具有明显的差别；虽然概化为同一岩层的岩体物理力学性质相近，但不同层位的节理、裂隙发育和风化程度仍会存在明显的差别，因此其抗剪强度指标也会不同。在以往的工程设计中，曾按岩块的抗剪强度指标和结构面的抗剪强度指标分别进行计算，分别要求不同的稳定安全系数标准。在很多情况下，对于不存在贯通软弱结构面的岩质边坡，采用结构面的抗剪强度指标计算往往与实际情况相差较大，太偏于保守；采用岩块的抗剪强度指标计算，其稳定安全系数标准就难以确定，且不同边坡也难以采用相同的标准。因此在工程实践中，逐渐开始采用先对边坡岩体进行概化，对概化为同一岩层的岩体，根据节理裂隙等结构面的发育程度和风化程度，对岩块和结构面的抗剪强度指标进行综合整理、分析，确定岩体的抗剪强度指标，进行稳定计算，计算结果比较符合实际情况。这种设计思路在小浪底等多项大型工程中应用，取得了较好的效果。因此，条文规定按式（4.3.6－1）和式（4.3.6－2）整理岩体的抗剪强度指标。

在节理裂隙岩体中，边坡的失稳或破坏模型多以部分沿节理面部分切断岩块的方式破坏，发生类似于土体中的圆弧形破坏，有专家学者把这种现象称为岩桥。因此，在处理这类滑面抗剪强度时，破坏面的抗剪强度综合考虑了结构面的抗剪强度和岩块的抗剪强度。

4.4 土体抗剪强度指标的取值方法

4.4.1 由于原状土体的取样、运输和保存等诸多原因，试验结果可能存在不能忽略的误差，因此条文要求 1 级、2 级边坡以试

验为基础，同时采用工程类比或反演分析等多种方法进行综合分析，以合理确定强度指标。但对于3级及其以下级别的边坡，根据以往工程经验，采用工程类比、反演等方法确定抗剪强度指标是常用的方法。

4.4.2 有效应力指标能真实地反映土体的抗剪强度，因此要求优先采用。对于黏性土边坡，水位降落或边坡开挖期间，土体的渗流场难以与之同步变化，试验中孔隙压力也难以量测，因此也常采用总应力抗剪强度指标。由于水位降落或边坡开挖后，土体的总应力抗剪强度仍由水位降落前或边坡开挖前的有效应力状态决定，所以采用水位降落或边坡开挖前的法向有效应力计算其抗剪强度指标。关于这一做法，美国陆军工程师团早在1967年的边坡和地基设计手册中就作过明确的规定。SL 274—2001中第8.3.2条也曾作过类似的规定。在稳定分析中，进行快速开挖的总应力法计算，类似于土石坝库水位骤降的做法，要分两个步骤进行。首先，根据填方或开挖前的地形和地下水位，确定相应的有效应力，然后，通过式（4.4.2-3）确定τ_f，再根据填方或开挖后的地形，令滑面上水下部分各点的$c=\tau_f$，$\varphi=0$，再进行一次稳定分析。这一做法在西方的学术著作中常称为“$\varphi=0$法”。由于在这一步计算时令$\varphi=0$，故孔隙水压力不再影响计算结果。

4.4.3 我国西北地区自然非饱和黄土边坡大多比较陡峻，而一旦浸水饱和又比较容易坍塌破坏，这表明在非饱和状态下，原状黄土具有较高的抗剪强度，而浸水饱和后抗剪强度降低很多。在黄土边坡的治理和加固设计中如不考虑黄土的这一特点，必将导致不经济的设计。在以往的科学研究和工程实践中，已有专家、学者对非饱和土的物理力学特性进行了较深入的研究，取得了可喜的成果，并在一些工程中得到了应用。但考虑到目前非饱和土理论和试验方法尚不够成熟，当前的土工试验规程也未规定标准的试验方法，短时间内难以推广。因此本条仅要求1级非饱和土黄土边坡的抗剪强度进行专门研究。根据有关研究成果，非饱和土的总应力抗剪强度指标c、φ值由非饱和土固结不排水不排气

三轴剪切试验确定，试验中不量测孔隙水压力和孔隙气压力；有效应力指标计算见式（1）：

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)_f \tan\varphi^b \quad (1)$$

式中 c'和φ'——饱和情况下的有效应力凝聚力和内摩擦角，由饱和土固结不排水三轴试验确定；

u_a、u_w 和$(u_a - u_w)_f$——土体破坏时在破坏面上的孔隙气压力、孔隙水压力和基质吸力；

φ^b——抗剪强度随基质吸力而增加的速率，由非饱和土不固结不排气三轴试验确定，实验中测定孔隙气压力和基质吸力。

4.4.6 土质边坡在雨季容易产生滑坡是一个较普遍的现象。雨水对边坡各项物理力学指标的影响是动态的，在雨水长时间的作用下，随着土体含水量的增加，抗剪强度会逐渐降低。因此本条规定，当各种原因可能使边坡土体饱和时，应将试样饱和后再进行试验。

4.4.7 为了近似模拟土体在现场可能的受剪条件，把抗剪强度试验按固结和排水条件分为不固结不排水剪切（快剪）、固结不排水剪切（固结快剪）、固结排水剪切（慢剪）3种。

一般情况下，不固结不排水剪切（快剪）试验是用来模拟黏土地基受到建筑物的快速加荷或土坡在快速施工中被剪破的情况；固结不排水剪切（固结快剪）试验用来模拟黏土地基和土坡在自重和正常荷载下固结已完成，后来又遇到快速荷载被剪破的情况；固结排水剪切（慢剪）试验是用来模拟黏土地基和土坡在自重下固结完成后，受缓慢荷载作用被剪破的情况或砂土受静荷载作用被剪破的情况。

土的抗剪强度指标试验所使用的仪器主要有三轴仪、直剪仪、无侧限抗压强度仪等，其中三轴仪能较好地模拟实际应力状态，可以满足设计需要。静三轴仪的优点是能控制排水条件，测量土中孔隙水压力；直剪仪构造简单，操作方便，剪切峰值易于

确定，试验时间短，不能严格控制排水条件，剪切破坏面系人为规定，剪切面上的应力分布不均匀，不符合实际应力状态。无侧限抗压强度仪主要适用于测定饱和黏土的抗压强度和抗剪强度，应用较少。计算结果表明，对同一黏性土边坡，采用不同的抗剪强度指标计算的边坡稳定安全系数，不固结不排水剪（UU）指标最小，固结排水剪（CD）指标最大，固结不排水剪（CU）指标介于两者之间。

试验荷载大小和加载方法均对试验结果也有一定的影响，因此条文对此作了规定。

4.4.8 我国存在膨胀土的地区主要有河南、湖北、广东、广西、云南等省（自治区）。影响膨胀土抗剪强度的因素主要有两个方面：一是土中的物质成分，主要是蒙脱土的含量；二是土的物性指标，即含水量、干密度、孔隙比和饱和度等。除此之外，土体的受力状态也是重要的影响因素。

膨胀土矿物成分以亲水的蒙脱石和伊利石为主，是一种遇水膨胀、失水收缩，且此过程具有可逆性的特殊土体。在自然状态下的膨胀土遇水后迅速膨胀软化，其抗剪强度会急剧下降，这是膨胀土与一般黏土不同的重要特性之一。随着土中含水量的变化，膨胀土的干容重也将随之变化。通常情况下，含水量增大，土体吸水膨胀，干容重减小，土的抗剪强度降低；反之，含水量减小，土体收缩干容重增大，土的抗剪强度提高。同时，由于地下水升降或季节性降水影响，膨胀土经常发生膨胀和收缩，导致土体中裂隙十分发育，裂隙的存在使膨胀土的强度变得更加复杂。

一般情况下膨胀土的峰值抗剪强度是相当高的，但是从失稳的膨胀土坡反算出的抗剪强度却远远低于其峰值强度。近二三十年来，我国在大规模的工程建设中（主要有铁路、建筑及水利等部门）遇到了大量的膨胀土工程问题，有关单位开展了较广泛的现场测试及室内试验研究工作，获得了较丰富的有价值的研究成果，加深了对膨胀土特性及其土坡破坏规律的认识。然而由于膨

胀土的特性及其影响因素的复杂性，膨胀土边坡稳定性分析强度指标取值方法至今尚没有一个统一的认识。

膨胀土的抗剪强度随变形的增加而逐步衰减，并逐渐趋于稳定，稳定时的剪切强度称为残余强度。为获得较大剪切变形，测定土体的残余强度，现在一般采用应变式直剪仪进行反复剪切试验，根据第一次剪切得到的峰值抗剪强度指标 τ_f 确定峰值强度指标 c_f 和 φ_f，由反复剪切稳定时的剪切强度指标 τ_r 确定残余强度指标 c_r 和 φ_r。

4.4.9 由于膨胀土、黄土等土体中裂隙普遍存在，因而导致其强度非常不均匀。试验证明，土体含水量是影响土体强度的最重要因素之一，土体抗剪强度随含水量的增加而降低。因此，要认真研究土体裂隙分布，预估土体未来含水量变化，以更合理地确定土体抗剪强度指标。

在黄土边坡验算中，c 和 φ 值的测定和选用，有的研究成果认为：①当坡体尚无变形处于稳定时，应测定和选用原状土的峰值强度；②当边坡处于蠕变或缓慢移动变形时，应测定和选用长期强度；③当边坡处于滑动变形时，应测定和选用残余强度；④当古滑坡已稳定时，应测定和选用滑面峰值强度。

对黄土滑坡强度指标调整时，有的专家提出如下方法：①按黄土层中节理发育情况，c、φ 值可向下调整 10%；②依据 w—c 和 w—φ（w 为含水量）试验曲线，预测滑坡体含水量变化情况调整强度指标 c、φ 值；③滑带出现张开裂缝时，c、φ 值调整为零。

4.4.10 在滑坡工程地质勘察中，滑带土的野外取样、室内测试等都是一种难度较高的工作，而滑带抗剪强度指标又是滑坡稳定计算、支挡方案设计的关键数据。国内外虽有不少专家、学者对滑坡的残余强度、测试方法进行了大量研究，试验方法及测试仪器设备方面仍还存在着许多问题。

国内外用于取得滑坡滑面（带）的抗剪强度指标的试验方法有如下几种：

（1）现场大型直剪试验。这是一种直接用于现场的试验，它符合实际情况。但费用昂贵、费时费力，且一般仅适应在滑坡前、后缘等周边处或滑面埋藏较浅的条件下使用。

（2）滑面重合剪试验。这是一种在现场取包含滑动面的试样，然后在室内进行沿原滑动面的剪切试验，它虽切合实际情况，但野外取样难度极大，室内试验时也有一定困难。特别当土样含水量过大进行大剪切时，土样易从盒间挤出，从而影响试验结果。

（3）重塑土的多次剪试验。这是一种考虑到取滑带原状土比较困难而采用的近似方法，其做法是把滑带土风干磨碎，再按着天然滑带土的密度、含水量等制样，然后进行多次剪。

（4）环剪试验。此法类似重塑土的多次剪试验，只是在试验仪器上克服了直剪试验中剪切面缩小的缺点。

（5）三轴切面剪试验。该试验是把黏土切成一倾角为45°的斜面，然后进行试验，这种试验方法所得强度偏大。

上述诸多试验方法都有一定的局限性，特别是滑面重合剪试验，不仅野外取样难度大，而且室内操作也困难较多，成功率很低；相比之下，应用最为广泛的应属重塑土多次剪试验，但这种试验方法从制样、预压密度到试验不仅难度大，而且时间长。在滑坡勘察及研究中，寻求一种简便易行，且符合实际的试验方法，取得滑带土的抗剪强度指标有重要的理论意义和实际意义。某单位在对河南洛宁电站等滑坡的勘察研究中，取近百个滑坡滑面（带）试样，做了多种试验，对试验成果进行了对比分析，以摸索其规律。试验表明，滑带土多次剪与滑面直剪、重塑土多次剪所得到的土的残余抗剪强度指标值较为一致。

5 边坡的计算和分析

5.1 渗 流 计 算

5.1.3 近些年来，数值分析方法无论是在渗流理论研究还是在工程实践中，已逐渐在国内推广应用，尤其是在土体的渗流计算中，应用更为普遍。数值分析方法主要有有限元法、边界元法、有限解析法、有限差分积分法等，其中有限元法在渗流的均质各向同性到非均质各向异性、平面问题到复杂岩体的三维渗流分析、理论研究到实际工程应用等方面均是岩土体渗流计算中应用较广的方法。

1970 年 W. Wittke 用有限元法计算裂隙水的水流及 1972 年 Krizek 等用有限差分法计算了各种裂隙网络系统内的流势分布，开创了数值分析方法在岩体裂隙渗流计算中应用的历史。国内高等院校和科研单位的专家学者也进行了深入的研究，并在一些大型重点工程中推广应用。小浪底水利枢纽工程进水口岩质边坡，除采用常规的数值分析方法进行渗流计算外，也采用裂隙渗流方法进行了计算分析。

鉴于岩土体尤其是岩体结构的复杂性和计算工作难度，本条仅对 1 级和 2 级边坡的渗流计算规定采用数值分析方法，对 3 级及其以下级别的边坡允许采用简单的公式进行计算。考虑到目前国内岩体渗流数值分析方法及其成果的实际应用情况，条文中未明确规定采用的计算模型和方法，以便设计者根据工程实际需要选用。

5.1.4 对地质复杂的情况，利用反演分析方法复核和修正各项计算参数，是一种常用的方法，尤其是在有一定的试验和观测资料情况下进行复核，能较合理地确定各项计算参数。

5.1.8 降雨雨水和泄水形成的雨雾入渗将改变边坡内地下水渗流场，从而引起边坡内水荷载的增大，这是雨季边坡失稳的重要

原因。雨季边坡内水荷载的变化表现在两个方面：一是使稳定地下水位升高，二是稳定地下水水面线以上出现暂态饱和区。稳定地下水位的升高是一个缓慢的过程，但降雨有可能在地下水水面线以上的大片非饱和区形成暂态饱和区。因为暂态水荷载增量远比稳态水荷载增量大，常成为边坡失稳的控制因素，不能不加以考虑。

5.2 稳 定 计 算

5.2.1 根据地质条件判别边坡失稳的可能性仅是初步的判别，因此还应进行稳定计算。在有的情况下，初步判别难以确定其稳定性状，为了确保边坡安全，本条规定遇到这种情况要求进行稳定计算。

5.2.2 对72个岩质失稳边坡破坏类型的统计见表4。统计表明，发生滑动破坏的边坡数量占72.22%，是实际发生破坏的边坡中最为多见的，在实际工程中，滑动失稳模式的计算研究相对较成熟，工程应用经验也相对较丰富，制定条文规定的条件相对较成熟。其他类型的失稳破坏发生的几率相对较小，其稳定计算方法的研究和实践应用经验较少，制定条文规定的条件尚不成熟。因此，规范中仅对滑动破坏模式的计算方法作了相应规定，其他破坏模式暂不作明确的规定，由设计者根据工程实际情况参照已建的类似边坡进行专门研究。

5.2.4 本规范将边坡的运用条件划分为正常运用条件、非常运用条件Ⅰ和非常运用条件Ⅱ三种，每一种运用条件又包括多种工况。同一运用条件下的不同工况对边坡稳定的影响是不同的。因此本条要求选用最危险工况进行稳定计算。

5.2.5 根据SL 203—97规定，设计烈度为6度时，可不进行抗震计算。水工建筑物进行抗震设计时，只规定甲类设防类别的水工建筑物的抗震设计烈度可在基本烈度上提高1度，其他则采用基本烈度作为设计烈度。1级壅水水工建筑物只有基本烈度大于等于6度时，才属于甲类设防类别。对1级非壅水和2级壅水水

工建筑物，当其基本烈度为大于等于6度时，则属于乙类设防类别。当2级非壅水和3级、4级、5级水工建筑物的基本烈度大于等于7度时，分别属丙类、丁类设防类别。参照这一规定，本规范将边坡1级、2级边坡和3级、4级、5级边坡分作两个类型进行抗震设防。考虑到边坡的安全度要求较水工建筑物低，因此，本条分别规定1级、2级边坡在设计地震加速度大于等于0.1g（相当于设计地震烈度7度）和3级、4级、5级边坡在设计地震加速度大于等于0.2g（相当于设计地震烈度8度）时进行抗震稳定计算。如此规定，既可保持本规范与SL 203—97协调一致，又可体现边坡设计的特殊性。

5.2.6 极限平衡方法是目前抗滑稳定计算的常用方法。对103例边坡的计算方法统计表明，几乎所有边坡均采用极限平衡方法进行稳定计算，较之其他方法更为成熟，因此将极限平衡方法规定为基本计算方法。

用有限元法计算边坡的稳定已在一些大型工程中得到了应用。但总的来说，有限元法计算边坡稳定推广应用还不普遍，因此本条仅规定1级边坡采用有限元法验算其抗滑稳定性，以便为将来的推广应用积累经验。有的专家学者借鉴极限平衡方法定义抗滑稳定安全系数的概念，采用抗剪强度指标折减的办法定义有限元法计算的抗滑稳定安全系数，是最近几年新提出的计算方法。这种计算方法已在一些工程中得到应用，并得到了行业内的认可。虽然目前对相应于这种计算方法制定相应的抗滑稳定安全系数标准的条件尚不成熟，但将其与常规的极限平衡方法的计算结果一起进行对比，分析边坡的稳定性状，不失为一种好的途径。因此，本规范规定可采用这种方法进行验算。

5.2.7、5.2.8 有关抗滑稳定计算方法的选用说明

建立在极限平衡理论之上的抗滑稳定计算方法，所遵循的基本原则主要有摩尔库仑强度准则和静力平衡条件（即满足力和力矩的平衡）。静力平衡条件要求底滑面和侧面都能够满足，但由于未知变量数目超过方程式数目，这是一个超静定问题。为解决

这一问题，对作用力作了各种不同假定，形成了多种实用计算方法。目前较为常用的二维极限平衡方法有：瑞典法（Fellenius）、简化毕肖普法（Simplified Bishop）、简布法（Janbu）、斯宾塞法（Spencer）、罗厄法（Low and Karafiath）、陆军工程兵师团法（Corps of Engineers）、摩根斯顿—普赖斯法（Morgenstern－Price）、不平衡推力传递法、萨尔玛法（Sarma）和分块极限平衡法等。

按照对条块间作用力假定的不同，上述方法可分为两大类：第一类不计条块间的作用力，如瑞典法；第二类计条块间作用力，如除瑞典法外的其他方法，但不同方法对条块间作用力的假定又有不同。按滑动面几何形状不同，上述方法可分为圆弧滑动面和任意形状滑动面两类。上述方法均为分条块计算，按条块划分不同又可分为垂直分条块和斜分条块两类，除萨尔玛法为斜分条块外，其他方法均为垂直分条块。

最早的瑞典法不计条块间作用力，计算简单，可以手算，在计算机未普及之前得到了广泛的应用，积累了丰富的经验。但该方法理论上有缺陷，在实际应用中发现，当孔隙压力较大和当底部岩土体相对上部软弱时，计算误差较大，甚至得出谬误的结果。考虑到目前计算机技术应用已非常普及，瑞典法不再列入规范。

不平衡推力传递法，在一些专著、手册等文献中也称为剩余推力法、剩余下滑力法、推力传递法、不平衡推力法、传递系数法、余推力法等，为突出该方法之不平衡推力和传递之含义，本规范将其称作“不平衡推力传递法”。

对于计条块间作用力的几种方法，有些属于同一类方法，如斯宾塞法属于摩根斯顿—普赖斯法的特例，因此不再列入规范；有些计算方法在计算时存在数值分析问题，如简布法，也未列入。

考虑上述各种计算方法的特点、应用普及情况以及对边坡稳定计算的适用性，条文规定区分土质和岩质边坡选用不同的计算

方法。其中萨尔玛法采用斜分条块，可以较好地模拟岩体的节理、裂隙发育情况，因此规定用于岩质边坡。从理论上讲，所有方法均适用于圆弧滑动面，但根据各方法在工程中的实际应用情况（应用范围、成熟程度），对土质边坡和呈碎裂结构、散体结构的岩质边坡规定采用简化毕肖普法、摩根斯顿—普赖斯法、不平衡推力传递法三种方法，选用计算方法时主要依据边坡体的构造情况确定。当边坡体为相对均质体，可能发生圆弧滑动时，则选用简化毕肖普法和摩根斯顿—普赖斯法计算都是可以的；当边坡体呈层状结构且不同地层的抗剪强度有明显差别时，则选用摩根斯顿—普赖斯法计算是合适的。对块体结构和层状结构的岩质边坡，萨尔玛法对其倾斜结构面的模拟和条块间力的考虑更合乎实际和全面，不平衡推力传递法也是折线沿滑动面常用的方法。

5.2.9 一般情况下，只要破坏面的走向与坡面交角在20°以内，可按照平面破坏分析。由两组和两组以上结构面切割形成的空间楔形体，其组合方式、大小各异，数目也可能相当多。附录D中仅列入了较为简单的适用于沿节理面、裂隙面交线方向滑动的楔体滑动。其他边界条件更为复杂的情况未列入，由设计者根据实际需要自行选用，但需注意对结构面组合方式、大小进行全面比较。

5.2.10 鉴于计算方法的局限性和边坡岩土体结构、力学参数等问题的复杂性，使之对边坡的稳定性按照单一方法的判定具有一定的局限性。采用多种计算方法对边坡进行稳定计算，便于综合分析、正确判断边坡的稳定性状，但考虑实际需要和边坡重要程度等因素，因此，本条仅对1级、2级边坡作出规定，对3级及其以下级别较低的边坡，由设计者根据实际情况决定是否采用多种计算方法。

5.2.11 和 D.1、D.2 关于各种稳定计算方法的公式、荷载计算和假定的说明。

（1）计算公式。

①不平衡推力传递法。

该方法的计算公式有隐式解法和显式解法两种形式。显式解法将隐于抗剪强度指标和传递系数中的安全系数取消，只将下滑力乘以一个安全系数，从而得到一个显式计算公式，其安全系数的定义与其他刚体极限方法不同，采用的是超载系数的概念，但为了得到显式解，因而又进行了简化。而隐式解法的安全系数采用传统的抗剪强度指标折减的定义，将安全系数隐于抗剪强度指标和传递系数中，通过迭代求解。

将不平衡推力传递法显式和隐式的计算结果与简化毕肖普法和摩根斯顿—普赖斯法相比，隐式的计算结果与后两种方法十分接近，而显式结果并不总是与后两种方法接近。一般情况下，显式和隐式的计算结果均大于后两种方法的计算结果，偏于不安全，显式的计算结果误差更大。当安全系数等于1时，显式和隐式是等效的；安全系数越是偏离1，按两式求得的安全系数相差越大。

隐式解法虽优于显式解法，但也存在明显的缺陷。由于其条块间推力平行于上一滑动条块底面的假定，使得计算的安全系数受滑动面倾角的影响较大。有的研究认为：对于光滑连续的滑面，隐式解法可以无条件使用；对于由折线形组成的滑面，隐式解的使用应有限制，滑面中所有转折点处的倾角变化值必须小于10°，当转折点处的倾角变化值超过10°时，需对滑面进行处理，以消除尖角效应。考虑到在工程实践中不平衡推力传递法在滑坡稳定计算中仍较多采用，将这一方法的隐式解法纳入规范。

②摩根斯顿—普赖斯法的改进及其应用。

a. 改进方法1。

在经典的摩根斯顿—普赖斯法中，没有地震惯性力，此处加入了地震惯性力。摩根斯顿—普赖斯法公式的求解较复杂，式（D.1.2-1）和式（D.1.2-2）中包含一个未知量 K（稳定安全系数，隐含于 $\widetilde{c}'$、$\tan\widetilde{\varphi}'_e$ 中）和一个未知函数 $f(x)$。求解时引入一个假定，见式（2）：

$$\tan\beta = \lambda f(x) \tag{2}$$

其中 $f(x)$ 为假定函数，反映 $\tan(\beta)$ 在区间 $[a,b]$ 的分布形状，一般情况下可取 $f(x)=1$。

为了找到满足平衡方程的 λ 和 K 值，可以先假定一个 λ 和 K。然后采用逐条积分法求解。经迭代，直到假定的 λ 和 K 满足平衡方程为止。

这种改进的摩根斯顿—普赖斯法已在国内得到普遍应用，并纳入了 SL 274—2001，因此本规范将该方法纳入。

b. 改进方法 2。

近年来，国内又有专家学者对经典的摩根斯顿—普赖斯方法进行了改进。该方法仍基于经典的摩根斯顿—普赖斯方法的基本假定（见图 D.1.2-2）。推导出的条块间作用力和力矩的递推公式见式（D.1.2-11），形式更为简单，并最终可采用一个公式表达各变量间的关系。

条块间作用力函数 $f(x)$ 采用 $f(x)=1$（相当于 Spencer 法）或半正弦函数计算安全系数，其差别通常在 10%之内。

摩根斯顿—普赖斯法经过这样改进后，使计算过程大为简化，并便于编制计算分析程序。

在工程实践中，由设计者根据实际情况采用上述两种改进方法进行同步计算，以便进行对比和相互验证。

③萨尔玛法及其改进。

a. 经典的萨尔玛法特点。

萨尔玛法原由英国学者 Sarada K. Sarma 提出。萨尔玛法认为斜条块间的剪切强度与滑面剪切强度被一致调用，即被同一安全系数 K 折减，再通过力的平衡条件求解边坡安全系数。萨尔玛法求解时假设滑体受水平地震力作用，然后根据条块的力平衡条件，通过复杂地推导，得到边坡临界地震加速度系数 K_C 的解析表达式，然后再通过迭代方式求解边坡在实际震动影响系数下的边坡安全系数。相应于某一安全系数 K 值，使边坡处于极限状态的临界水平地震力系数 K_C 按式（D.1.4-1）计算，无地震力时的安全系数 K 是使 K_C 为零的相应值。

由于萨尔玛法公式较为繁琐，其推导过程也非常复杂，近年来，一些学者对该方法进行研究，提出了萨尔玛法的改进方法。

b. 改进方法 1。

该方法是在虚功原理基础上建立的，即通过作用在条块上外力所做的功和内能耗散相等的原理建立能量平衡方程，也称之为能量解法。理论和实践已证明，该方法和力平衡解法完全等效。从应用角度看，能量解法具有简洁的特点，因此本规范纳入了这种方法。

c. 改进方法 2。

针对萨尔玛法求解过程复杂和安全系数修正步长不当时，可能出现的振荡不收敛等问题，一些学者研究出另一种求解方法。该方法的特点是可以给出安全系数 K 的隐式表达式，通过迭代求安全系数；并可给出临界加速度系数 K_C 的显式表达式，给定安全系数可直接计算 K_C，与萨尔玛法原始公式实质上是等价的，但有关参数计算明显简化，推导过程也极为明晰，更加便于应用。经改进后，使计算过程更加简捷，并便于编制计算分析程序。具体计算公式可参考有关文献。由于这种方法提出的时间不长，推广应用尚不普及，故本规范暂未纳入。

（2）荷载计算和假定。

①地震惯性力计算。

D. 2. 1 本条规定主要是参考了 SL 203—97 中对建筑物设计地震加速度的如下规定：除 1 级壅水建筑物允许在基本烈度上提高 1 度作为设计烈度外，一般采用基本烈度作为设计烈度。考虑到 1 级边坡的重要性，故规定其设计地震加速度与相应建筑物设计地震加速度取值一致，即可在场地地震加速度的基础上提高，2 级及其以下级别的边坡则规定采用场地地震加速度，不要求提高，这样规定也是与 SL 203—97 规定（以基本烈度作为设计烈度）是一致的。

D. 2. 3 在 SL 203—97 中规定：设计烈度为 8 度、9 度的 1 级、2 级土石坝、重力坝等壅水建筑物，长悬臂、大跨度或高耸

的水工混凝土结构，应同时计入水平向和竖向地震作用。本条规定设计地震加速度等于大于 0.2g 的 1 级、2 级边坡同时考虑水平向和竖向地震惯性力作用，与 SL 203—97 的规定是一致的。

D.2.4 地震惯性力的大小与计算质点的动态分布系数密切相关，SL 203—97 仅对土石坝、重力坝等建筑物的动态分布系数有详细规定，对边坡工程如何采用并无规定。因此本条规定允许取质点的动态分布系数 $\alpha_i=1$；至于是否需要放大和如何放大，由于实际工程中资料较少，因此对于 1 级、2 级边坡经论证后，也允许放大，以便积累经验。

②岩土体自重和孔隙压力计算。

D.2.5 众所周知，进行稳定分析时，根据选择的研究对象不同（水土混合体还是土骨架），对滑体的容重取用值也不相同，由于稳定计算方法本身的假定，会因研究对象不同导致两者计算结果存在微小差别。本条从目前工程中较为常用和方便的原则出发，采用的是前者，即水土混合体。采用后者计算时，需考虑土骨架所受渗透力的作用，其计算不如前者方便。考虑到目前的工程实际情况，本标准仍按照多年来土力学界形成的共识，暂不强行要求按渗压力计算。

D.2.6 对坡外水体处理，有将坡外水体直接作用于坡面、将坡外水体视作滑动体一部分和将坡外水位下滑体部分容重进行置换等几种方法。第一种方法过于麻烦，实际应用不多见；第二种方法仍需计算坡外水体重量，操作不方便，应用也不多；第三种方法采用坡外水位以下滑体重量取浮容重的方法，是水土合算时，为扣除坡外水位以下部分水头作用的一种简化处理办法，可避开对坡外水体的繁琐计算，操作简便，实际工程中应用广泛，也是一种习惯用法，故规定采用。

在水位降落情况下，按照降落前的地下水位计算边坡滑体内的孔隙压力，是因为岩土体内地下水位的降落具有滞后性，是一种偏安全的考虑。采用总应力强度指标时，Z_i 取地下水位引起的水头，实际上是为了平衡总水头 u_i，以满足应用总应力强度

指标水压力为零的条件。

D.2.7 在施工期，边坡开挖时，由于开挖形成新的临空面，会造成坡体内原地下水位的下降，类似于水位降落的情况。因此，本条规定施工期边坡开挖时的孔隙压力计算按照水位降落的情况执行。

D.2.8 在岩质边坡中，坡体某点的孔隙压力主要受岩性和构造条件两方面的影响。像节理发育的砂岩或存在溶洞的石灰岩等渗透性大的岩体，孔隙压力折减较少；而像页岩、黏土岩等低渗透性的岩体，孔隙压力往往折减较多。而构造条件对孔隙压力的影响更大。因此本条规定，对岩质边坡孔隙压力估算时，可视岩体性质、结构面的发育及其连通程度进行适当折减。

D.2.9 对于边坡受降雨和泄水雨雾引起边坡体饱和的孔隙压力，美国一些工程采用水面达地表的静水压力分布。这一假定基于以下认识：历时长的降雨使边坡裂隙完全饱水，暂态有效地下水位达到地表。对于边坡工程，采用这一孔隙压力分布使加固设计过于保守。我国一些边坡工程常将静水压力乘以折减系数进行边坡设计，如漫湾水电站采用折减系数 0.4；五强溪水电站采用类似 Hoek 建议图形，但取值较小；三峡工程曾采用折减系数 0.3，目前采用强排水体系而不考虑暂态孔隙压力。图 1 是不同方法采用的边坡暂态孔隙压力分布，彼此差别极大，且均缺少理论分析及实测数据的支持。

由于岩性多样，岩体构造复杂多变，不易给出折减系数的定量规定，因此，只做定性规定。在实际工程中需根据不同入渗、排水条件和坡体渗透性能，经工程类比后由设计者自行选定折减系数。

③加固措施施加的外力。

D.2.10 本条分别对预应力锚杆、抗滑桩、抗滑洞塞和挡土墙等加固措施产生的外力作了规定，说明如下：

在稳定计算中，预应力锚杆对边坡施加的外力位置假定有两种：一种施加于锚杆的外端，即位于条块的顶面，另一种是施加

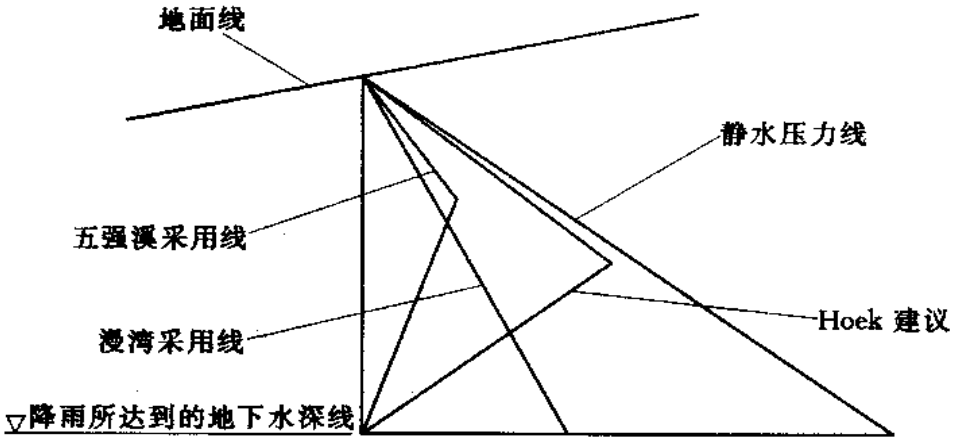


图 1　各工程采用的因降雨而形成孔隙压力分布图

于锚杆的内端，即位于条块的底面。曾有人研究认为，两种施加位置计算的安全系数孰大孰小，没有规律，误差也不大。考虑到多数计算方法均是针对滑动面建立静力平衡关系的，因此，本条规定将预应力锚杆的加固力施加于其穿过滑动面位置所在条块的底面上。也有专家按某种分布形态的分布力施加在条块底面上。

5.2.12　有些边坡受地质构造切割，三维效应非常明显，若不考虑其影响，可能导致对边坡稳定性状的评价结果与实际情况相差很大，甚至得出谬误的结果，因此本条规定要考虑这一问题，但考虑到三维稳定分析有一定的难度，且制定稳定安全系数标准也不成熟，因此仅规定对三维效应明显的 1 级、2 级边坡进行三维稳定分析。由于相应的稳定安全系数标准还难以制定，所以条文中仅要求“验算”，其安全系数标准也需要进行专门论证。

目前三维稳定分析的基本方法仍是条分法。三维稳定分析同二维稳定分析一样，都属于超静定问题。为了使问题变得静定可解，各种三维极限平衡方法往往引入了大量的假定。有的三维分析方法还对滑动面的形状作出了假定，如假定滑动面为左右对称、对数螺旋面等。主要计算方法有三维毕肖普法、三维简化简布法等。另外，还有考虑功能平衡的塑性理论上限解法，这种方法没有对滑裂面的形状和边坡的几何、物理特性等方面的假定。

三维稳定计算的结果表明，规模越大的边坡，具有三维效应

时，其三维计算结果和二维计算结果的差异也越大。

5.2.15 和 D.3 有关可靠度分析方法的说明

（1）可靠度分析的目的和应用。

在岩土工程设计中，随着传统的计算分析方法、手段的不断完善和工程经验的不断积累，设计者们逐渐认识到正确估计不确定因素对工程安全影响的重要性。目前，逐渐推广应用的可靠度分析就属于不确定分析方法。国内一些行业推行的以概率理论为基础的极限状态设计理论和分项系数设计方法，由于边坡的抗滑稳定分析不确定因素多，且安全系数多以隐函数形式出现在计算公式中，要采用分项系数法进行可靠度分析，难度很大。因此，本规范推出基于稳定安全系数的可靠度简便分析方法。在进行传统的稳定分析的同时，采用与之相同类型和数量的数据，就可以进行近似却十分有效的可靠度分析。只要在进行传统的稳定分析的同时，作出很少一点努力就可以得到相当有用的成果。因此，设计者可以同时利用可靠度分析成果和稳定安全系数，对工程安全作出综合评价。

本标准推荐这种较简化、实用的可靠度分析方法，其主要目的是便于推广应用，积累经验。但正如 Duncan 先生所言，如果利用相同的数据、判断方法和简化方法，这种简单的可靠度分析成果与常规的确定性稳定分析的结果精度一致，可以互为补充和提高。但尽管这种分析方法相对比较简单，已在国外岩土边坡稳定分析中被广泛采用，但对于国内的水利水电和岩土工程设计而言，毕竟是一种新的尝试。因此，本条仅规定占边坡总数量很少的 1 级边坡，如有条件才进行可靠度分析。这样便于通过在少量大型工程中的应用，确保能取得确实有效的成果，积累经验，有利于推广应用。

（2）简化可靠度分析功能函数及其与分项系数法的差别。

在使用分项系数法中发现，在常用抗滑稳定分析的方法中，除瑞典圆弧法等少数方法外，毕肖普法、摩根斯顿—普赖斯法等多种“严格”的方法，均难以套改为“$R-S=0$”（抗力减作用）

的形式。基于稳定安全系数的可靠度分析方法与之最大的不同就是在稳定安全系数的基础上定义功能函数，如式（3）和式（4）：

$$K(x_1, x_2, \cdots, x_n) - 1 = 0 \tag{3}$$

$$\ln K(x_1, x_2, \cdots, x_n) = 0 \tag{4}$$

式中　　K——抗滑稳定安全系数；

x_1，x_2，…，x_n——c、$\tan\varphi$、γ等影响参数。

这样，为设计者所熟悉的各种常用稳定计算方法不需要任何改动就可进行可靠度分析。

（3）求解方法的选用。

如上所述，本标准推广可靠度分析的初衷是，在达到与常规稳定分析结果同等精度的前提下，使设计者易于掌握和应用，以有利于今后的大范围推广，因此，本规范的规定采用了由美国科学院组建的由分别从事可靠度和传统方法研究的两位著名专家Wilson Tang和Duncan领导的“岩土工程减灾可靠度方法研究委员会”提出的简化方法。D.3.6条规定的“条件具备时也可同时采用蒙特卡洛法（Monte Carlo Method）、一次二阶矩法和其他改进方法”，其含义是只要资料和其他技术条件许可，同时采用这些分析方法也是可以的。

（4）岩土物理力学指标和其他计算参数的整理。

D.3.2条、D.3.3条和D.3.4条中规定的计算参数整理方法也是Wilson Tang和Duncan等人提出的简单方法。对计算参数的概形分布未作过多的假定和限制，也未要求考虑计算参数是否相互独立，参数相关也未要求处理。这样做也可能存在一定的误差，但由于可以达到与传统稳定分析中一样的精度，又易于设计者接受和掌握，所以未要求采用更为严格、合理和复杂的方法进行整理。是否采用更严格的方法由设计者根据实际需要和技术条件自行决定。

式（D.3.3-1）系用于随机变量参数数量较多的情况，一般认为其数量不少于30个。式（D.3.3-2）一般用于工程试验的随机变量参数较少，甚至无试验数据的情况。该方法的依据是

按照符合正态分布的参数99.73%的数据都落在3倍标准差范围内的原理，式中的x_{max}和x_{min}与传统分析中确定计算参数的方法相同，有经验的设计者可根据少量的试验数据确定，即使没有试验数据，也可仅凭设计者的经验或根据工程类比确定。依Duncan的观点，在以往经验的基础上，只要尽可能将x_{max}和x_{min}的差距拉大，就能克服低估二者之间的误差。

至于边坡加固措施，如施加预应力锚杆等提供的外力，D.3.5条规定“可采用设计值，按常量代入稳定计算公式计算”仅仅是“允许”，也符合与常规稳定分析同等精度的思路。若客观条件允许，采用与其他计算参数相同的方法整理，也符合该条文规定的原意。

(5) 均值稳定安全系数、标准差的计算方法和步骤。

D.3.7条规定“5.2节规定的抗滑稳定计算方法，计算相应工况下的均值抗滑稳定安全系数μ_K”，也包含5.2节中有关采用优化方法搜索均值安全系数极小值的含义。

D.3.7条、D.3.8条的规定相对简短，为便于进一步理解和掌握，将计算步骤归纳说明如下：

①求包括岩土材料性能指标在内的所有计算参数的平均值和标准差。

②将各计算参数的平均值代入相应的抗滑稳定计算公式，计算出均值稳定安全系数μ_K。

③将各计算参数的平均值分别加减其标准差，计算出稳定安全系数K_i^+、K_i^-。

④将稳定安全系数K_i^+、K_i^-相减得到ΔK_i。

⑤重复上述步骤②～④，直到对全部参数x_i计算完毕，计算得出所有的ΔK_i。

⑥利用Taylor级数展开[即式(D.3.8)]，求得均值稳定安全系数的标准差σ_K，从而计算其变异系数V_K。

(6) 可靠指标、可靠度和失效概率计算。

D.3.12条中给出的可靠度计算公式（D.3.12－1）不需要

使用者积分，可利用 Excel 表中的标准正态分布函数 Normsdist 求得 P_s 值。为便于应用，D.3.13 条中同时给出了根据计算公式制成的表格，供直接查用。

为便于理解，这里给出两个边坡的可靠度计算实例：

①实例一：小浪底大坝边坡的可靠度计算。

小浪底大坝的基本参数见表 5。

表 5　小浪底土石坝坝料物理力学参数指标表

材料分区	φ（°）				c（kPa）				湿容重 (kN/m³)	饱和容重 (kN/m³)
	均值	σ_φ	$\varphi+\sigma_\varphi$	$\varphi-\sigma_\varphi$	均值	σ_c	$c+\sigma_c$	$c-\sigma_c$		
1 区	26.8	2.17	28.97	24.63	64.41	23.65	88.06	40.77	20.1	20.7
4A/4B 区	40	6.67	46.67	33.33	—	—	—	—	21.1	23.0
4C 区	34	5.83	39.83	28.17	—	—	—	—	21.0	22.5
基础砂砾石	35	5.83	40.83	29.17	—	—	—	—	22.2	22.2
软弱夹层	14.04	3.50	17.54	10.54	5	4.83	9.83	0.17	20.1	20.7

注：心墙 1 区土料有较多的试验资料，采用试验值进行分析，其他材料参数采用估算的最大值最小值进行估算。

下游边坡计算的平均安全系数 $\mu_K=1.5941$。K_i^+、K_i^- 和 ΔK_i 的计算成果见表 6。

表 6　稳定安全系数 K_i^+、K_i^- 和 ΔK_i 计算成果

材料分区	φ			c		
	K_i^+	K_i^-	ΔK_i	K_i^+	K_i^-	ΔK_i
1 区	1.6002	1.5880	0.0122	1.6047	1.5835	0.0212
4A/4B 区	1.7628	1.4564	0.3064	—	—	—
4C 区	1.7979	1.4162	0.3817	—	—	—

则 $\sigma_K=0.245$，$V_K=0.1537$，$\beta_K=2.9750$，$P_S=99.85\%$，$P_K=0.15\%$。

同样，可以计算得到大坝上游边坡的有关计算成果：$\mu_K=1.6135$。ΔK_i^+ 和 ΔK_i^- 见表 7。

表 7　稳定安全系数 K_i^+、K_i^- 和 ΔK_i 计算成果

材料分区	φ			c		
	K_i^+	K_i^-	ΔK_i	K_i^+	K_i^-	ΔK_i
1 区	1.6565	1.5716	0.0849	1.6444	1.5828	0.0616
砂岩	1.6423	1.5907	0.0516	—	—	—
基础砂砾石	1.7043	1.533	0.1713	—	—	—
软弱夹层	1.7972	1.439	0.3582	1.62	1.607	0.013

$\sigma_K=0.2071$，$V_K=0.1283$，$\beta_K=3.6794$，$P_S=99.988\%$，$P_K=0.012\%$。

②实例二：西霞院工程土石坝下游边坡可靠度计算。

西霞院工程土石坝下游边坡的基本参数见表 8。

表 8　西霞院土石坝坝料物理力学参数指标表

材料分区	φ（°）				c（kPa）				湿容重	饱和容重
	均值	σ_φ	$\varphi+\sigma_\varphi$	$\varphi-\sigma_\varphi$	均值	σ_c	$c+\sigma_c$	$c-\sigma_c$	(kN/m³)	(kN/m³)
心墙黏土	5.50	0.28	5.78	5.22	23.32	3.75	27.07	19.57	19.7	20.7
坝壳填筑料	32	5.83	37.83	26.17	—	—	—	—	21.6	23.2
坝基砂砾石	32	8.33	40.33	23.67	—	—	—	—	21.6	23.2

注：心墙黏土采用试验值进行分析，其他材料参数采用估算的最大值最小值进行估算。

下游边坡计算的平均安全系数 $\mu_K=1.9593$。K_i^+、K_i^- 和 ΔK_i 的计算成果见表 9。

表 9　稳定安全系数 K_i^+、K_i^- 和 ΔK_i 计算成果

材料分区	φ			c		
	K_i^+	K_i^-	ΔK_i	K_i^+	K_i^-	ΔK_i
心墙黏土	1.9678	1.9509	—	0.0169	1.9602	1.9583
坝壳填筑料	2.2096	1.7385	—	0.4711	—	—
坝基砂砾石	2.2596	1.7020	—	0.5576	—	—

$\sigma_K=0.3651$，$V_K=0.1863$，$\beta_K=3.5482$，$P_S=99.981\%$，$P_K=0.019\%$。

上述例子的计算结果统计见表 10。

表 10　均值稳定安全系数和失效概率结果汇总表

项目	小浪底上游坡	小浪底下游坡	西霞院下游坡
μ_K	1.6135	1.5945	1.9593
P_K（%）	0.012	0.15	0.019

从上述计算的两个实例看，可靠度指标不仅与平均安全系数的大小相关，更取决于材料参数的离散程度。由此，可靠度计算不能取代安全系数的计算，而应该是一种补充。

（7）稳定安全系数合理性评价的基本概念。

D.3.14　本条提出评价稳定安全系数大小合理性的概念是非常有用的。式（D.3.14）左边等于右边表明选定的均值稳定安全系数刚刚合适，但习惯上还要留一定的裕度。因此条文增加了“稍小于”的规定。对于“稍小于”的掌握，与传统的稳定分析规定了最小安全系数 1.2，实际选用时往往要稍大于 1.2 的思路是一样的。

根据对均值稳定安全系数的合理性评价，也可间接了解用传统稳定分析得到的相应的最小安全系数的合理性。

5.3　应力和变形计算

5.3.1、5.3.2　与其他建筑物不同，边坡不是人为建造的受力结构，一般不需进行应力和变形计算，因此 5.3.1 条仅对两种特殊情况下的边坡规定进行应力和变形计算。由于地质构造的复杂性，要合理地给出边坡的结构边界条件和计算参数，需要做大量的地质勘察和岩土试验工作，计算工作量也较大，并且边坡应力和变形计算成果还不能像抗滑稳定计算成果一样直接作为边坡治理和加固的设计依据，所以对于级别较低的边坡进行应力和变形

计算的实际意义不大。因此，5.3.1 条仅规定 1 级边坡要进行应力和变形计算，对其他级别的边坡未进行规定，由设计者根据实际情况和需要决定。

对于强地震区的上述边坡，参照 SL 203—97 对水工建筑物的规定，5.3.2 条规定必要时要进行动力分析。

5.3.3、5.3.4 在边坡应力和变形计算方面，有限单元法采用较多，其他数值分析方法也有研究和应用。

（1）土体本构模型。

土（散粒）体材料弹性非线性模型常用的有双曲线模型，康纳（Kondner）等人利用常规三轴试验测得的 $\sigma_1-\sigma_3$ 与 ε_a 关系曲线可以用双曲线表示，邓肯一张应用和发展了这一关系，并已为大家所熟悉。

弹塑性模型主要包括破坏准则和屈服准则、硬化规律和流动规则 3 方面的假定。由于假定不同，形成了许多破坏准则，可写成 $f^*(\sigma_{ij})=k_f$，它表示应力分量的某种函数值 $f^*(\sigma_{ij})$ 若达到 k_f，则破坏；若小于 k_f，则未破坏。

破坏准则主要有：

①屈雷斯卡（Tresca）准则。假定最大剪应力达到某一数值时破坏。

②米塞斯（Mises）准则。假定第二偏应力不变量 J_2 达到一定数值时破坏，也可假定为偏应力在达到一定值时破坏。

③摩尔一库仑（Mohr—Coulomb）准则。对于土体，摩尔一库仑强度理论受到广泛应用。当主应力大小不确定时可写成不变量函数，如式（5）所示。

$$\frac{1}{3}I_1\sin\varphi+\left(\cos\alpha-\frac{\sin\alpha\sin\varphi}{\sqrt{3}}\right)\sqrt{J_2}-c\cos\varphi=0 \qquad (5)$$

其中 $\alpha=\frac{1}{3}\sin^{-1}\left(\frac{-3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right)$，在主应力空间为一不等角的六边形锥面。特洛克一普拉格准则代表的是摩尔—库仑六边锥面的内切圆锥。

弹塑性模型主要有：

①修正剑桥模型，即英国剑桥大学罗斯科（Roscoe）等人提出的用于正常固结或弱超固结黏土的模型。假定：屈服面在主应力空间是以空间对角线为轴的回转面，仅随 p、q 两个应力分量变化，采用广义米塞斯破坏准则，$q=Mp$；在微小的荷载增量作用下所损失的变形能，罗斯科最初假定为 $Mp\delta\varepsilon_s$，并假定弹性偏应变可忽略不计，据此导出的屈服轨迹为对数曲线，相应的模型叫剑桥模型。对损失的变形能假定为 $p\sqrt{(\mathrm{d}\varepsilon_v^p)^2+(M\mathrm{d}\varepsilon_s^p)^2}$，建立了修正剑桥模型，得到屈服轨迹方程的曲线形状为椭圆。罗斯科等人分析了大量的三轴排水和不排水剪试验的应力与应变关系资料，研究孔隙比 e 随 p、q 的变化与塑性变形规律，建立了修正剑桥模型的屈服准则，如式（6）所示：

$$\left(1+\frac{q^2}{M^2p^2}\right)p=p_0=\exp\left(\frac{\lambda-k}{1+e_a}\varepsilon_v^p\right) \tag{6}$$

②拉德模型。拉德与邓肯假定屈服面与他们所提出的破坏面相似，屈服函数为：

$$f=I_1^3/I_3=k \tag{7}$$

取塑性功 W^p 为硬化参数，根据三轴排水试验资料分析，硬化规律可表示为式（8）：

$$k=\frac{W^p}{a+bW^p}+f_t \tag{8}$$

假定流动规则是不相关联的，塑性势函数为式（9）：

$$g=I_1^3-k_2I_3 \tag{9}$$

式（7）、式(8) 和式(9) 中的 a、b 和 k_2 分别由以式(10)、式(11) 和式(12) 确定：

$$a=mp_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^L \tag{10}$$

$$b=\frac{r_f}{k_f-f_t} \tag{11}$$

$$k_2=Af+27\times(1-A) \tag{12}$$

模型所用弹性常数 $v=0$，E 取邓肯模型的回弹模量 $E=$

$K_w p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$。模型总共包含了 k_f、f_t、m、L、r_f、A、k_w、n 等 8 个参数，可由三轴排水试验确定。

该模型所含的屈服面和塑性势面都是开口的锥形面，它只能反映剪胀，不能反映剪缩，为了克服这一缺点，拉德又作了改进。在锥形面基础上增加了一个球形的“帽子”——屈服面，其屈服方程为式（13）：

$$f_c = I_1^2 + 2I_2 = p_a^2 \left(\frac{W_c^p}{c p_a}\right)^{1/p} \tag{13}$$

此外，对锥形屈服面和相应的塑性势函数也作了修改，某些参数还随应力而变，由另外公式计算。改进后的模型有 14 个参数，确定参数和计算比较麻烦。

③单屈服面弹塑性模型在反映土体变形特性方面有局限性，如拉德—邓肯模型，只能反映剪胀，不能反映剪缩和各向相等压力 p 增加引起的塑性体积应变；有的不能反映 p 减少可能引起的塑性剪应变。把两种屈服面结合起来，形成双屈服面模型，拉德改进了的模型是一种双屈服面模型，国内有沈珠江提出的南科院双屈服面弹塑性模型和河海大学提出的椭圆—抛物线双屈服面模型等。

（2）岩体本构模型。

岩石的变形特性包括岩石的弹性和塑性特性，应力—应变曲线均随应力的大小而变，呈非线性特征。用伺服系统压力机（其变形与试件变形同步）对岩石试体进行荷载—变形全过程（应力—应变关系）试验的结果表明，不同的岩石在坡坏前具有或多或少的类似性质，但破坏后的性质则截然不同。从岩石变形破坏的全过程看，可分为 3 种不同情况：第一种，破坏前和破坏后的应力—应变曲线具有一定程度的对称性；第二种，岩石破坏后应力骤然降得很小，然后变形略有增长；第三种，岩石破坏后应力降低，速度由快到慢，形成一个过程，是介乎前面两种情况之间的一种状态。在岩石力学的有限元计算中，常见的是第二种和第

三种情况的简化。对于第一种情况，有人用逼近试验曲线的办法来描述。也有人采用韦伯尔分布来拟合岩石的 σ 与 ε 曲线的各种变形。将岩石的应力—应变关系表示为二参数韦伯尔分布式，如式（14）所示：

$$\sigma = E\varepsilon_0\left\{1-\exp\left(-\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^b\right\} \tag{14}$$

式中 σ——应力；

ε——应变；

b——与岩性有关的参数，系韦伯尔分布图上直线的坡度；

ε_0——特征点应变值；

E——特征弹性模量，分别与韦伯尔分布图的横向及纵向比例有关。

适当选择 b、ε 和 E 这 3 个参数，基本上能拟合岩石的各种应力—应变关系。

岩石的变形随作用荷载的历时而不同，主要有在恒定变形条件下的应力—时间曲线（松弛曲线）及在恒定应力作用下的应变—时间曲线（蠕变曲线），松弛和蠕变统称为岩石的流变性。在某些岩质边坡的破坏过程中，很清楚地显示了岩石的典型流变曲线特性，对具有流变性的岩质边坡进行岩石流变的研究是不可缺少的。

研究材料的流变，常采用“力学模型”方法，即将一定数目的弹簧元件 H（或称虎克体）和活塞元件 N（或称牛顿体）串联或并联起来，组成描述岩石流变性质的模型。最简单的两个模型：一是马克斯威尔模型（M 体），把 H 与 N 串联起来；另一是开尔文—伏格特模型（K 体），把 H 与 N 并联起来。目前在岩石力学中常用的有两种模型，一是布格模型，把 M 体与 K 体串联起来（四单元模型）；另一是波英庭—汤姆逊模型，把 M 体与 H 体并联起来（三单元模型）或把 K 体与 H 体相串联（三单元模型）。有人将 K 体与非线性弹簧元件 H 相串联，由试验得出常数并计算国外某坝基岩体，计算结果与观测结果很一致。

岩石的破坏性状同岩石的受力状态相关联，在单轴压缩或拉

伸时，初始弹性状态的界限，就是压缩或拉伸屈服极限。在复杂应力状态下，初始弹性状态的界限，称为屈服条件。一般假定屈服面的形状与破坏面的形状一致，破坏面是屈服面的最后位置，以这种屈服面作为破坏准则，常称为强度理论。岩石的强度理论有：

①库仑准则。其表达式为式（15）：

$$|\tau| = f\sigma + c \tag{15}$$

式中 τ、σ——破坏面上的剪应力和正应力；

c——凝聚力；

f——岩石的内摩擦系数。

②摩尔准则。摩尔考虑三维应力状态而将库仑准则一般化，假定在极限时滑动面上的剪应力达到最大值，并取决于法向压力和材料的特性，函数关系为 $\tau = f(\sigma)$，此式在 τ—σ 平面上是一条曲线，它可以由试验确定，即在不同应力状态下达到破坏时的应力圆的包络线。摩尔包络线数学表达式有直线、双曲线、抛物线和摆线等，但以直线为最通用。摩尔准则与现有的岩石试验结果颇为一致。当摩尔包络线为直线时，则摩尔与库仑准则等价，称摩尔—库仑准则。

③米塞斯准则，米塞斯提出的偏应力屈服准则，缺乏足够的岩石试验依据，主应力差为常数是一种理想塑性的情况，在岩石力学中较少采用。

④德洛克—普拉格准则。虽然米塞斯准则在岩石力学中较少应用，但它的广义形式（即德洛克—普拉格准则）在岩石力学中获得了应用。该准则可表示为式（16）～式（20）。

$$3\alpha p + \frac{1}{\sqrt{3}}q = k_f \tag{16}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{3}\sin\varphi}{3\sqrt{3+\sin^2\varphi}} \tag{17}$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \tag{18}$$

$$q=\frac{1}{\sqrt{2}}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2]^{1/2} \tag{19}$$

$$k_f=\frac{\sqrt{3}c\cos\varphi}{\sqrt{3+\sin^2\varphi}} \tag{20}$$

⑤格里菲斯准则。当材料所受到的拉应力达到某种程度时，便会导致裂纹不稳定扩展而使材料脆性断裂。格里菲斯准则认为：脆性破坏是由于受拉破坏，而不是受剪破坏。这个理论对于脆性破坏的岩石是比较吻合的，为断裂力学领域提供了物理基础；但对于塑性破坏的情况，则并不适合。

有人考虑到高压下由于裂隙压密而产生摩擦力，提出了修正的格里菲斯理论，即式（21）所示：

$$\mu_f(\sigma_1+\sigma_3)+\sqrt{1+\mu_f^2}(\sigma_1-\sigma_3)=-4R_t \tag{21}$$

式中 μ_f——裂隙表面的摩擦系数。

如果把格里菲斯理论与摩尔应力圆包络线联系起来，可得格里菲斯准则［即式（22）］和修正的格里菲斯准则，即式（23）。

$$\tau^2=4R_t(R_t-\sigma) \tag{22}$$

$$\tau=f\sigma-2R_t \tag{23}$$

式中 f——岩石的内摩擦系数；

τ——剪应力；

σ——正应力；

R_t——单轴抗拉强度。

对于岩体中存在的软弱夹层、节理裂隙面等常用接触面单元模拟（有两结点单元、哥德曼单元、薄层节理单元等），并根据其岩性和试验资料赋以不同的计算参数，使有限元计算符合实际地质情况。

5.3.5 由于天然边坡经过长期的地质应力作用，在自重、构造应力作用下，其位移业已完成，所以要求有限元计算主要研究外界作用和自身条件的变化对边坡应力、变位的影响。但一般而言，边坡的构造应力并不高，因此规定必要时才考虑构造应力作用的影响。

5.3.6 有限元等数值分析方法的计算结果，由于受边坡地质条件和采用准则等多方面的影响，其成果有时会出现异常，分析其合理性就显得尤为重要。所以本条提出对计算结果整理分析的要求。

6 边坡治理和加固

6.1 边坡治理和加固的一般规定

6.1.1 本条规定了边坡的治理和加固设计应遵循的原则，并强调经多方案的技术经济比较后选定。各款规定说明如下：

1 本款的规定是一般性原则，其他水利水电工程设计，也有这种要求。

2 实际工程中采用的边坡治理和加固措施多种多样，不同的措施所解决问题虽有所不同，但在治理和加固边坡中是相互影响的。针对边坡实际存在的问题，合理选择相应的治理和加固措施，并使之形成有机的完整体系，有助于充分发挥不同措施的作用，从而使采用的设计方案达到技术可行、经济合理的目的。

3 减载、边坡开挖和压坡以及排水和防渗等治理措施对提高边坡自身稳定性非常经济有效。因此本款规定“应优先考虑采用”，“若仍不能满足要求或难以实施，再考虑采取加固措施”。尤其是对高度较低、规模较小的边坡，按这一原则进行设计，可大大节省投资，效果也较好。

4 相对于人为设计建造的建筑物而言，边坡存在的问题更难以事先全面了解，因此根据施工期取得的地质资料和安全监测反馈的信息，完善和修正设计，即“动态设计”，更能符合边坡的实际情况。本款强调这一点的主要目的是使设计者重视施工期间的资料收集、分析，提高设计质量。

5 近 20 多年来，边坡治理和加固的新技术、新结构、新材料、新工艺层出不穷。许多岩土专业的专家学者和设计、施工、科研单位以及高等院校，都进行了长时间的大量研究，有许多已在工程实践中推广应用。但相对于其他水工建筑物的传统技术，国内的边坡治理和加固工程实践时间相对较短。因此，本款规定应用这些新成果时，应论证其技术可行性和经济合理性。

6.1.3 本条将工程实践中常用的边坡治理和加固措施归纳为5大类分别列出，本条前3款列出的大致归为治理类措施，后2款列出的大致归为加固类措施。

1 边坡上部开挖减载、下部压坡，分别能减小滑动力和增加抗滑力，是提高边坡自身稳定最有效的措施，在工程实践中也最常用。场地允许的条件下，减载、压坡措施一般联合使用。

2 排水措施分为地表排水和地下排水。采用排水和防渗措施的作用概括为两方面：其一是地表排水和防渗措施可以防止地表水冲刷边坡，并可以防止其渗入边坡体内引起地下水位上升；其二是边坡体内排水措施可以降低地下水位，并可以防止地下水位上升。排水措施防止地下水位升高的作用不仅是减小地下水荷载（或称边坡体内孔隙压力），其减少原地下水位以上未饱和的岩土体因浸水饱和而导致抗剪强度降低的作用更应引起重视。有些岩土体饱和后，其抗剪强度会明显降低，因此防止地下水位升高，使原不饱和的岩土体继续保持较高的抗剪强度，对边坡的稳定有利，尤其是对一些性质特殊的岩土体，如岩体中的软弱夹层、黄土类土等。在工程实践中，经常会由于对不饱和土采用饱和土的抗剪强度指标进行边坡稳定分析，而作出过于保守的设计方案。因此，全面了解水与岩土体力学性质之间的关系，对正确地进行排水设计是非常重要的。

3 坡面防护是防止边坡面继续风化的有效措施，实际工程中采用的形式多种多样，本款仅列出了最常用的几种形式。在工程实践中，需要设计者多收集实际工程资料，根据工程实际情况，选择经济合理的防护措施。

4 在边坡锚固措施中，锚杆的应用最为多见。近20多年来，水利水电、交通、冶金矿山工程等行业对各种锚杆均进行了较多的研究，新材料、新产品、新技术不断涌现。在工程实践中，只有广泛了解科研成果及其在工程中的应用情况，并结合工程实际，才能作出技术可行、经济合理的设计。

5 柔性支护技术是近些年来发展起来的新技术，分主动支

护和被动支护两大类型，主动支护多用于坡面防护，被动支护多用于对边坡崩塌、滚落体的支挡。目前，该技术已逐渐在水利水电、交通、冶金等行业得到应用，并已经有相对成熟的计算分析和设计方法，施工也较方便，可能因材料、造价等因素，在水利水电工程中应用还不普遍。

由于水利水电工程边坡的形式多种多样，其治理和加固技术相对复杂，工程实践中往往需要采用多种措施进行综合治理，因此要使不同措施组合成有机的完整体系，如坡面防护与锚固措施相结合、支挡结构与锚固措施相结合、边坡体排水与锚固措施相结合、减载与压坡相结合等。全面客观地分析边坡的实际需要，是做出技术可行、经济合理的设计方案所不可缺少的。

6.1.4 在雨季，强度大、持续时间长的降雨，因地面径流渗入，地下水位升高和边坡体饱和，往往导致边坡失稳。地面径流排泄不畅，形成集中汇流，冲刷边坡，也会使边坡逐渐由局部冲刷破坏演变为整体失稳。在雨季，边坡失稳的事故明显增多就是最有力的证明。因此，要求对各种边坡设置完善的地面排水系统，其目的是使地面径流有序排放，减少下渗，防止冲刷边坡。必要时，对地表进行防渗处理也是较好地减少地面径流入渗的措施。

地表排水以其技术上简单易行、加固效果好和工程造价低等优点，在实际工程中应用极广，几乎所有滑坡整治工程都包括地表排水工程。

6.1.5 在加固边坡时，锚杆常常与排水、喷混凝土支护以及支挡结构联合使用。

1 锚杆与钢筋混凝土桩联合使用，构成钢筋混凝土抗滑桩式锚杆挡墙（见图 2）。桩可以是钻孔桩或挖孔桩，锚杆可以是预应力锚杆或非预应力锚杆。锚杆的数量根据边坡的高度及推力荷载的大小确定，可采用桩顶单排锚杆或多排锚杆。

常见的锚杆挡墙应用情况如下：

（1）在滑坡区域或潜在滑坡区域，由于开挖引起的牵引式或

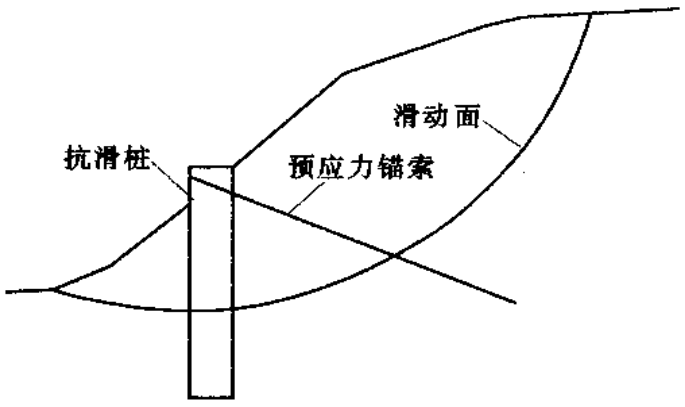


图 2　钢筋混凝土抗滑桩式锚杆挡墙

推动式滑坡支护，当抗滑桩难以支挡边坡推力时，常采用预应力锚杆抗滑桩。

（2）高度较大且稳定性较差的土质边坡，单独使用抗滑桩时，因悬臂过长承受弯矩过大，为防治抗滑桩破坏，常采用单排或多排的锚杆挡墙。

（3）坡顶有重要建筑物或较大附加荷载的岩质边坡和土质边坡，也采用锚杆挡墙支护。

2　锚杆与钢筋混凝土格构联合使用，构成钢筋混凝土格构式锚杆挡墙（见图 3）。锚杆设在格构结点上，若采用锚杆，锚杆可以是预应力锚杆或非预应力锚杆。这种型式主要用于高陡岩质边坡或直立岩质切坡，以阻止岩质边坡因卸荷而失稳。

3　锚杆与钢筋混凝土板肋联合使用，构成钢筋混凝土板肋式锚杆挡墙（见图 4）。该结构多用于直立开挖的岩质边坡或土质边坡支护，一般采用自上而下的逆作法施工。

4　锚杆与混凝土面板联合使用，形成锚板支护结构，常用于岩质边坡。锚杆在支护中，主要承担岩石拉力，限制边坡侧向位移，混凝土面板用于限制岩石单块塌落并保护岩体表面防止风化。锚板可根据岩石类别采用现浇板或挂网喷混凝土层。

6.1.6　随着我国国民经济实力的增强，人们越来越深刻地认识

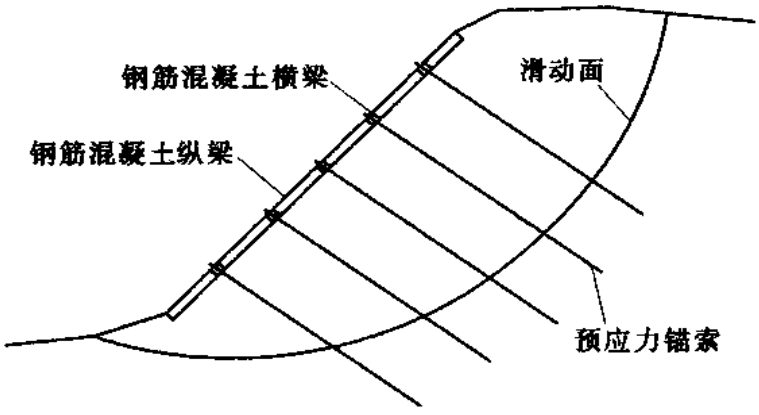


图 3　钢筋混凝土格构式锚杆挡墙

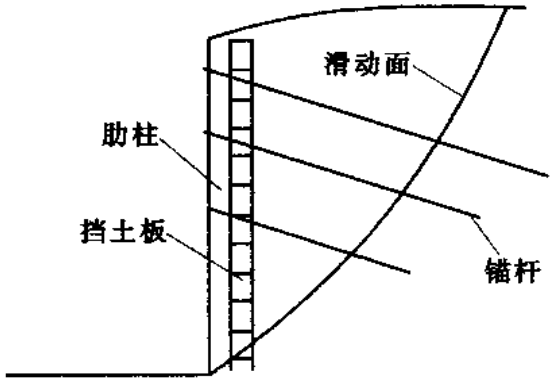


图 4　钢筋混凝土板肋式锚杆挡墙

到保护环境对可持续发展的重要性。保护环境、协调人类与环境的关系，日益为人们关心和重视。因此，在进行边坡治理和加固时也需要考虑这一问题。例如，在以往的工程实践中，为有效地降低地下水，提高边坡自身稳定性，排水是最常用的措施之一。但大范围的过度排水，也会导致地表植被的破坏。因此，本条规定边坡的治理和加固设计应考虑环境保护问题，并应与周围建筑物和环境相协调。

6.2　减载、边坡开挖和压坡

6.2.1～6.2.4　通过坡顶开挖、削坡、压坡等措施改变边坡的几何形态，减缓边坡的总坡比，主要目的是消减滑坡下滑力或增加

阻滑力，从而提高边坡的稳定安全系数或稳定性。这些措施简单易行、效果好，所以应用广泛，用于上陡下缓型滑动面的滑坡效果尤其显著。具体实施时，治理效果的大小主要与减载和压坡的位置、形状和尺寸有关。因此，条文要求根据潜在滑动面的形状、位置、范围确定减载和压坡方式，这也是避免发生因减载开挖不当引起新的边坡失稳所必须的。

6.2.5 设置马道是边坡开挖中常用的措施。本条将设置马道应考虑的因素分为边坡体地质条件和工程安全、运用管理两类。马道最小宽度 2m 是根据已建工程经验规定的。在工程实践中，往往比较重视马道宽度与边坡稳定的关系，而对条文中规定要考虑的其他因素重视不够。如对岩质边坡节理裂隙对马道宽度的影响程度若重视不够，在开挖中容易因局部岩块掉落造成马道宽度不够，需要进行修补。本条要求考虑边坡稳定、坡面排水、防护、维修及安全监测等因素，若对这些因素考虑不周，将导致设置的马道宽度不够，给工程管理和维修造成不便。因此，对这些影响因素未深入考虑就直接选用最小宽度 2m 的做法是不妥的。

6.2.6 我国西北地区总结出了一套较为实用的黄土边坡开挖经验，即在满足边坡抗滑稳定要求的前提下，开挖成局部陡坡加宽马道（或平台）的边坡形状，这样既可避免开挖坡度过缓而易被坡面径流冲刷导致边坡破坏，又可避免因平均坡度过陡而整体失稳。一般而言，单级黄土边坡高度大于 10m 的缓坡就可能造成较严重的雨水冲刷。非饱和的黄土边坡，只要不浸水饱和，边坡很陡也能保持稳定，因此本条规定“两马道之间的开挖坡度可陡于 1∶0.5”。

在黄土高边坡的坡形设计中，通常在总坡高 1/2～2/3 处设置大平台，从某种意义上讲相当于削减了边坡的整体高度，开挖量也较为节省。

宝鸡峡引水工程的黄土开挖边坡高度与平均坡比关系见表 11。

表 11　宝鸡峡引水工程的黄土开挖边坡高度与平均坡比关系

总坡高（m）	平均坡比	总坡高（m）	平均坡比
20～30	1∶0.6～1∶0.7	50～60	1∶0.9～1∶1.0
30～40	1∶0.7～1∶0.8	60～70	1∶1.0～1∶1.1
40～50	1∶0.8～1∶0.9	70～80	1∶1.1～1∶1.2

6.2.7　膨胀性岩土因富含蒙脱石和伊利石等亲水、易膨胀矿物，具有特殊物理力学特性，干湿效应明显。边坡开挖后因客观条件变化，表层易产生膨胀、崩解，引起连续的滑动或坍塌，因此采取工程措施以尽量减小土体含水率变化是非常必要的。

6.2.9　压坡的目的是增加抗力以提高边坡的稳定性。对于被保护边坡，根据与之相关建筑物或构筑物的关系，有的不允许边坡产生滑移变形，有的则允许有小的变形。选择与边坡体材料性能相同的压坡材料，是保证两者变形一致的最基本方法。对于岩质边坡，当潜在滑体或坡内有穿过滑动面的、且有不允许产生剪切变形的建筑物（地下洞室等）或其他对变形限制严格的设施（如灌浆帷幕和排水幕等）时，压坡体对边坡体的抗力采用主动土压力，是比较安全可靠的选择。

6.3　排水和防渗

6.3.1　地表排水简单易行，且效果好、工程造价低，因此边坡治理一般均设置地表排水。根据调查，几乎所有较正规的滑坡整治工程都包括地表排水工程。在有些情况下，仅做好地表排水即可使滑体保持稳定。例如，四川云阳鸡扒子滑坡于 1982 年发生滑动，1984 年地表排水整治工程实施后，迄今一直保持稳定。

地表水渗入边坡土体内，既增加了上部坡体的重量，增加滑动力，又降低了滑动层面的抗剪强度，对滑体的稳定是不利的。因此，对于滑体以外地表水进行拦截，对滑体表面特别是开裂的地方用黏土封堵，低洼地方用废渣填平并进行防渗，尽量减少入渗途径和入渗量是非常重要的。

地下排水能大大降低孔隙水压力，增加有效应力，从而提高边坡的自身稳定性，因此效果极佳，应用很广泛。尤其是大型滑坡的整治，坡体深部的排水是采用较多的治理措施。但地下排水的施工和管理维护比地表排水要复杂得多。

地表排水和地面防渗均是为了减少地表水渗入坡体，同时也可减小地表水对坡面的冲刷；坡体内部排水，即地下排水主要是为了降低地下水位。这两项措施均能有效地提高边坡的稳定性。为最大限度地减少水对边坡的影响，排出的地面水和地下水需要有组织地引导排出边坡范围以外，因此本条规定地表排水、地下排水和防渗措施要统一考虑，使之形成完整的防渗、排水体系。

6.3.3 集水面积、降雨强度、历时和径流方向等是进行地表排水系统和各种集水、排水措施设计的基本依据。对于边坡潜在滑坡体以外可能汇集到滑体坡面范围内的地表水，一般采取层层修建截水沟、排水沟进行拦截，以减少进入滑坡体坡面水量，同时也有利于简化边坡地表排水系统，是较合理的地表水治理措施，因此本条规定潜在滑坡体范围内、外的地表排水系统要分开布置。

6.3.5 天然滑坡体的地质条件一般较复杂，岩土较破碎松散，坡体的稳定性受水浸扰影响也较敏感，故其坡面排水系统设计的关键在于尽量减少外水入渗。就坡面排水沟的布置而言，本条规定排水主沟方向应有利于快速排除地表水的目的是减少其入渗量。

6.3.8 本条列出了工程中常用的4种边坡体排水措施供选用。设计时，根据实际需要选择其中一项或多项都是允许的。一般而言，在地下水条件复杂、对边坡影响较大的情况下，往往采取多种排水组合运用。对4种排水措施分别说明如下：

1 坡面排水孔。这是最常用的排除边坡体地下水的措施，其设计、施工和运用期间的维护均较方便，排水效果可靠，费用也不高。因此，一般边坡均设置坡面排水孔。

2 排水洞及其排水孔。对于规模大的边坡，在地下水丰富、

对边坡稳定影响大的情况下，多采用这种排水措施。运用得当时，其降低地下水位的效果较好，但一般费用较高。当周围水环境恶化对地下水位降低比较敏感时，需慎重控制其排水规模。

3　网状排水带和排水盲沟。这种排水措施一般用于排水不畅的填筑体和外侧为不透水的挡土墙或挡墙（板）、内侧为填筑体等情况。

4　贴坡排水。这种排水并不能降低边坡体内的地下水，属于保护性质的排水措施，一般多用于填筑体边坡表面。

6.3.9　岩质边坡中，排水孔孔向与主要的裂隙倾向成较大角度布置，可使排水孔尽可能多地穿过裂隙面，增大排水量，更好地发挥排水效果。

6.3.10　排水洞内的排水孔方向考虑主要的裂隙产状布置的原因与 6.3.9 条的说明相同。

采用排水洞排水，对降低岩质边坡地下水效果较好。我国湖北巴东的黄腊石滑坡采用了地表排水工程和垂直钻孔群与滑动面以下的排水廊道相连的地下排水工程进行整治。共设置 9 条地下排水廊道，和地表排水体系相结合，对稳定该滑坡起了良好的作用。

排水措施与改变斜坡几何形态联合可以获得更好的治理效果。新西兰 Brewery Creek 滑坡加固方案是一个典型实例。该滑坡位于水库之内，水库充水后滑坡趾部水位较原河水位抬高约 35m，滑坡内地下水位又必须通过排水体系降至原河水位以下才能保证滑坡稳定性，故排水廊道设在原河水位以下 30m，在廊道向上钻扇状辐射排水钻孔，集中于廊道中的地下水再通过垂直钻孔抽水排入水库，为防止库水入渗，反压马道之下还设置了防渗帷幕，构成了一个复杂的地下排水与反压相结合的治理工程体系，见图 5。

6.3.11　本条提出在不利地层和构造带的排水孔内设置排水管及反滤保护装置，主要是为防止岩土细小颗粒流失产生渗透变形和孔管堵塞，以保排水设施长期有效。

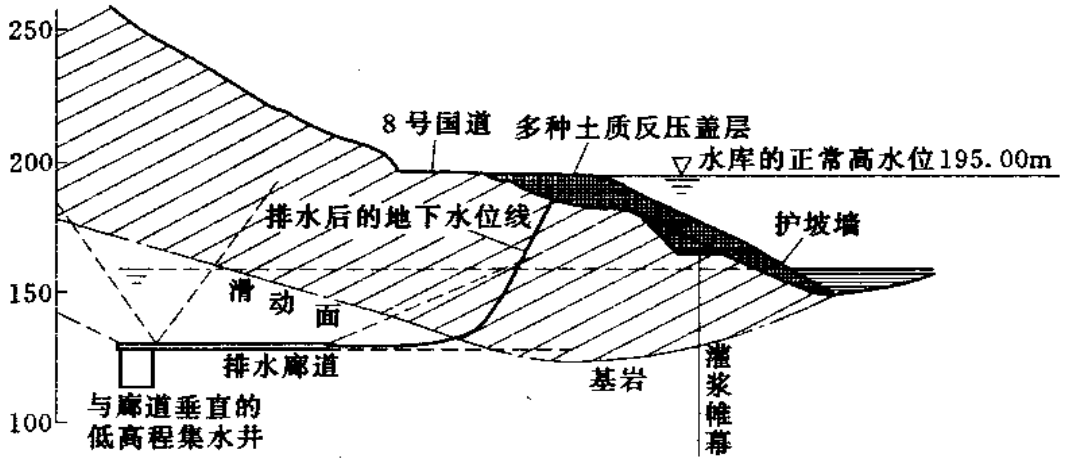


图 5　新西兰 Clyd 水电工程 Brewery Creek 滑坡加固工程

6.3.12　当支挡结构材料透水性小，地下水升高时，易造成支挡结构的失效。因此，边坡采用不透水的支挡结构加固时，要设置排水孔。排水孔一般沿横竖两个方向设置，间距多取 2～3m，排水孔直径一般不小于 100mm，倾角一般为 5°～10°。

6.3.14　大规模地降低地下水虽然对边坡稳定有利，但地下水降低幅度过大，可能会造成地面植被死亡，破坏周围环境。其范围很大时，这种不利影响不容忽视。因此，本条对此提出了相应要求。

6.3.15　本条仅对 1 级临水边坡的排水孔规定设置单向排水管，主要是从确保边坡安全的必要性、单向排水管的技术复杂性和费用等因素而提出的。设置这种单向排水管的目的是防止坡外水位高时尽量减少渗入量，当水位降落后有利于有效降低坡体内地下水。

6.4　坡面防护

6.4.1～6.4.3　坡面防护是防止坡面继续风化、碎落和滚石的主要措施。不同地域的不同边坡中采用的坡面防护形式多种多样，条文中仅列出了较常用的几种形式。对于确定坡面防护形式应考虑的因素，条文中也仅列出工程实践中常遇到的情况，设计者要根据工程的具体情况，经技术经济比较，确定合理的坡面防护

形式。

6.4.5 在寒冷和严寒地区，抗冻问题是不能忽视的。抗冻设计中的具体问题，《水工建筑物抗冰冻设计规范》（SL 211—2006）已提出要求，本规范不再规定。

6.4.8 岩石的抗风化能力主要与岩性、强度和使用时的风化程度有关。例如两座大型土石坝均采用砂岩、砾岩块石护坡，其中一座坝采用风化岩石，经两三年的运行几乎全部破坏；而另一座坝采用新鲜的石料，经 20 年的运行还基本完好。因此，对于护坡石料有必要从岩性（主要是抗水和抗风化性能）、强度和风化程度等各方面都提出要求。

6.4.13 柔性防护措施又称边坡柔性安全防护网，或简称防护网，目前在我国铁路、公路、水利水电等行业的工程中已推广使用。有关行业还颁布了暂行办法或标准。该种措施是以金属柔性网（钢丝网、格栅、环形网）为主要构件，采用覆盖和拦截两种方式来防护坡面崩塌落石、风化剥落、泥石流等地质灾害。

主动柔性防护系统，简称主动网，是用锚杆和支撑绳等将金属柔性网覆盖并固定在具有地质灾害的坡面上，用来加固坡面或限制石块运动范围的一种卧式防护网。

这种设施有多种定型产品。目前国内多为引进产品，网块的规格（以展开张紧后的外边缘边长表示）有 2m×2m～5m×6m 等多种规格的矩形、直角三角形和斜角菱形，其网孔规格是以菱形边长表示，边长有 100mm、120mm、150mm、200mm、250mm、300mm 等多种。

这种产品使用方便，容易施工、维护和更换。主动防护网中可内嵌入植物种子以及含有其初期生长所需养分的材料，便于地表植被的恢复。

6.5 非预应力锚杆

6.5.1 非预应力锚杆长度通常较短，因此规定用于边坡浅层锚固。

6.5.2 目前水利工程采用的锚杆种类及其分类方法较多，本条中没有一一列举。根据边坡加固的实际需要，按其黏结长度、黏结材料和锚固型式，将国内常用的非预应力锚杆概略地分为机械式、全长黏结式、摩擦型（式）三大类，以便于选用。

机械式锚杆属于端头锚固式锚杆，安装后可立即提供支护力，既适用于硬岩临时边坡，又可用于裂隙性硬岩的局部加固。

全长黏结式锚杆，性能可靠，且使用年限较长。若采用快硬水泥卷作黏结材料，最快 1h 内锚杆即可承载，与用树脂黏结剂的锚杆一样，便于机械操作快速施工安装。

摩擦式中的缝管式锚杆，具有柔性和安全性好的特点，尤其当软岩钻孔有横向位移时，锚固力更大，且随时间延长而增加，因此支护效果较佳。关于该类中的水胀式锚杆，需借助高压水将异形钢管胀大紧贴孔壁实现锚固，可及时承载，质量好的此种锚杆的摩擦锚固力可达 130～300kN/m，但是因其价格昂贵、需有专用水泵和接头、管壁薄易锈蚀，故一般不用作永久支护。

此外，还有自钻式系列非预应力锚杆，其种类也很多。自钻式注浆钻进锚杆配有一次性钻头，可通过中空的杆体进行注浆，钻孔注浆一次完成，适用于成孔困难复杂地层的锚固。

目前，全长黏结式锚杆多采用Ⅱ级、Ⅲ级钢筋制作，直径 22～32mm。锚固体为常压灌浆圆柱型和压力灌浆扩孔型，这两种可用于稳定性较好的土质边坡，而具有圆柱型锚固体的锚杆，也可使用在稳定性较好的岩质边坡。但是锚杆较长时，安装难度均较大，所用的锚杆长一般均小于 16m，单根设计吨位多为 100～400kN，最大设计荷载小于 450kN。

6.5.4 系统锚杆是指根据边坡稳定要求，在某类地质区的坡面上按一定规律布设的锚杆，主要是对边坡起整体加固作用；随机锚杆，顾名思义即是随机布设的、数量相对较少的锚杆，用于系统锚杆未能加固的局部不稳定区或不稳块体。系统锚杆在坡面上多采用梅花形或方形排列，工程实践经验表明，此种排列的系统锚杆加固效果优于其他布设方式。

6.5.5 本条中系统的锚杆长度、最大间距是根据一般工程实践经验规定的，要求间距不大于锚杆长度的 1/2 是为了使系统锚杆形成整体的锚固体系；要求系统锚杆与岩体主要结构面垂直或呈较大角度布置是为了能穿过较多的结构面，有利于提高结构面上的抗剪强度，使锚杆间的岩块相互咬合，可充分发挥锚杆的加固作用。

6.6 预应力锚杆

6.6.3 黏结式预应力锚杆提供的锚固力吨位较大，因此常用于大、中型边坡和其他岩土工程的加固。许多单位多次进行了专门研究和产品开发，其结构型式多种多样，分类方法很多。例如按锚杆体材料分类、按锚固段的锚固方式分类、按锚固段的几何形状分类、按锚杆体防腐方式分类等。但对于边坡加固设计而言，最需要掌握的是不同型式的锚杆如何对边坡体施加锚固力及其适用条件，以便使加固设计在技术可行、经济合理的条件下，更符合具体工程的实际需要。因此，参照有关分类方法，本规范按锚杆施加预应力后锚固段（灌浆体）的受力状态分类方法，将黏结式预应力锚杆分为拉力集中型、压力集中型、拉力分散型和压力分散型 4 种。见图 6～图 9。

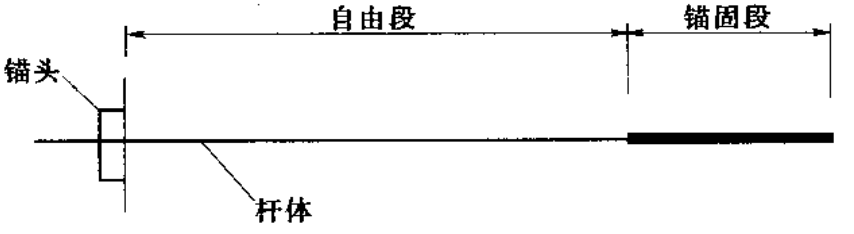


图 6 拉力集中型预应力锚杆结构原理图

拉力集中型锚杆的荷载是依赖锚固段杆体与灌浆体、灌浆体与岩体接触面上的黏结力由顶端（锚固段与自由段交界处）向底端传递的。锚杆工作时，锚固段的灌浆体处于受拉状态，同时由于锚固段集中布置，因此称为“拉力集中型锚杆”。对于这种锚

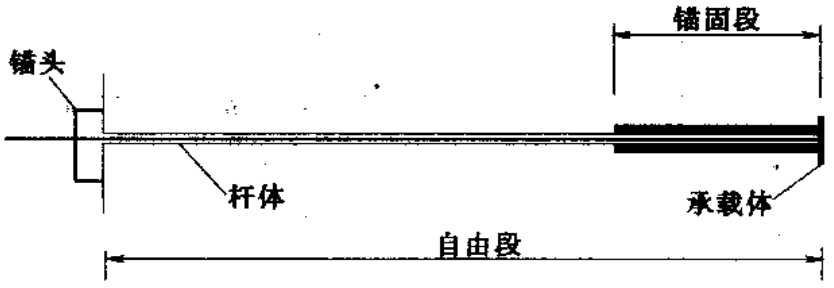


图 7　压力集中型预应力锚杆结构原理图

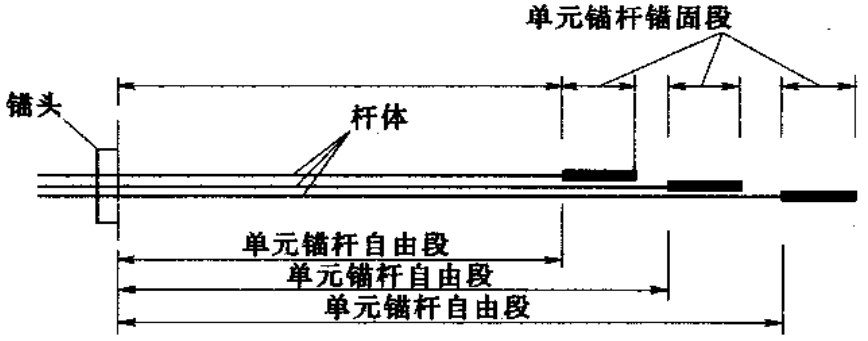


图 8　拉力分散型预应力锚杆结构原理图

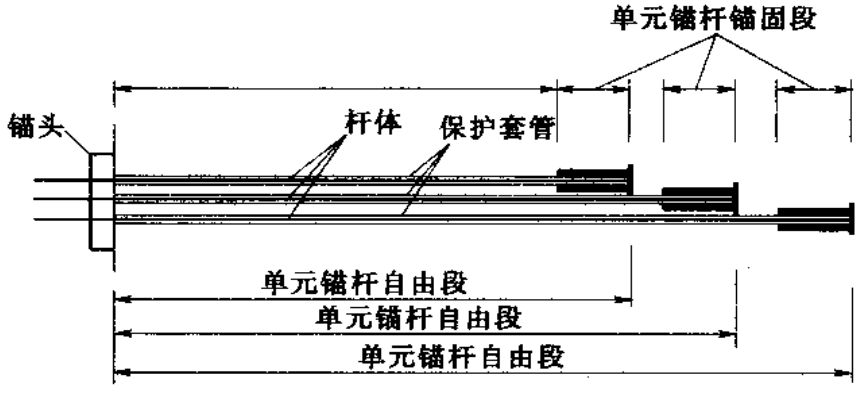


图 9　压力分散型预应力锚杆结构原理图

杆，一旦灌浆体被拉开，对锚杆体防腐不利。有关资料表明，在同等荷载作用下，拉力集中型锚杆锚固段的应变值比压力集中型锚杆大很多。

压力集中型锚杆是借助于无黏结的高强钢丝束、钢绞线或带套管的钢筋，将荷载直接传至底端特制的承载体由底端向锚固段

的顶端传递。锚杆受荷时，锚固段灌浆体受压，同时由于锚固段集中布置，因此称为“压力集中型锚杆”。这种锚杆锚固段灌浆体不易开裂，有利于锚杆体的防腐。

拉力分散型锚杆和压力分散型锚杆的基本工作原理分别与上述拉力集中型和压力集中型两种锚杆类似，不同的是锚固段（灌浆体）分段设置，组成复合锚固段，沿锚固段应力分布均匀，承载能力增大，因此一般用于吨位大的锚杆。

拉力分散型锚杆和压力分散型锚杆的锚固段的基本工作原理分别与上述拉力集中型和压力集中型两种锚杆类似，不同的是锚固段（灌浆体）分段设置（见图 8 和图 9），锚固段应力分布均匀，能充分利用地层强度，其承载能力随锚固段的长度增加而成比例增大，因此多用于需要锚固吨位大的破碎、软弱岩层以及土层的锚固。

6.6.4 由于拉力集中型预应力锚杆锚固段的灌浆体处于受拉状态，锚杆设计吨位越大，则灌浆体的受力亦越大。研究资料表明，这种锚杆锚固段长度上的黏结应力分布极不均匀，其最近端首先受力，且应力集中现象严重。受力过程中，在荷载由锚固段近端传至最远端之前，锚杆体与灌浆体间的界面，或者灌浆体与相应段的地层间的界面，将会因应力集中而逐步失去黏结作用或产生滑脱，甚至可能造成灌浆体断裂，因此这种黏结作用的逐渐减小或丧失以及发生裂缝，对锚杆的安全运用极其不利，在腐蚀环境条件下使用更是如此。另外，这种锚杆一旦出现上述问题，一般不可能充分利用其周围地层的强度。有关资料反映，当锚固段长度大于 8～10m 时，其承载力的增量很小或基本不增加。所以在设计时，务必对拉力集中型预应力锚杆的设计吨位适当加以限制，以减少锚固段的受荷量及其长度。

6.6.5、6.6.6 压力集中型预应力锚杆的锚杆体与锚固段底端特制的承载体连接为一体，而与锚固段灌浆体之间不黏结，工作时，灌浆体处于受压状态。压力集中型预应力锚杆，仅在孔底设有一个锚固段和承载体，工作时，荷载直接由承载体自底端向外

传给灌浆体，因而灌浆体不易开裂，从而消除了拉力集中型预应力锚杆存在的弊端，提高了锚固段锚杆体的防腐耐久性。但是这种单一的内锚段灌浆体的长度不能随意加长，因长的灌浆体与相应界面长度上的黏结应力分布也是不均匀的，当其长度超过某一值，其承载力的增量很小或不会增加。另外，承载力的大小还受灌浆体底端受压面大小及其允许挤压强度等条件的限制。这些问题使压力集中型预应力锚杆不能充分利用周围地层的强度，导致设计吨位受限。而本规范 6.6.5 条的规定正是根据它具有的上述特点制定的。

拉力分散型与压力分散型预应力锚杆，分别是拉力集中型和压力集中型预应力锚杆的衍生产物，其工作原理、受力和传力方式及特点，与各自的母型（集中型）均相同，差别在于这种分散型锚固系统（也称单孔复合锚固系统）是在同一个钻孔中安装几个单元锚杆，每个单元都有自己的锚杆体、锚固长度、灌浆体等，承受的荷载是通过各自的张拉千斤顶施加，在整个锚杆设计吨位已定条件下，使得每个单元的锚固长度及受荷量均较小，且每个锚固段长度上的轴向力及相应的黏结应力分布，分别较集中型锚杆要小和均匀，不会逐步产生“黏脱”等不利现象，从而提高地层强度的利用率和锚杆的承载能力，因此特别适用于软岩和土质边坡等工程。

6.6.7 边坡软弱结构面的产状和可能发生的破坏模式不同，锚杆的安设区域及方位也需随之进行调整，以有利于抵抗边坡的失稳和破坏。锚杆轴线与岩石主结构面或潜在滑面呈大角度夹角，有利于充分发挥锚杆的作用。例如使用预应力锚杆加固可能发生倾覆破坏的边坡，使锚固中心位于距转动点最大距离处，能使锚杆以较小的锚固力产生较大的抗倾覆弯矩。

通过预应力锚杆的加固，还能控制卸荷裂隙和塑性区的进一步发展，改善岩体的应力应变状态和稳定性。

6.6.8 本条规定平行布置时预应力锚杆间距为 4～10m，是工程中常采用的数值。规定最小间距 4m，主要是防止出现群锚效应。

避免群锚效应的最小间距常采用式（24）计算：

$$D = \ln \frac{T}{L} \tag{24}$$

式中 D——锚杆最小间距（m）；

T——设计锚固力（kN）；

L——锚杆长度（m）。

日本《VSL 锚固设计施工规范》采用式（25），即：

$$D = 1.5\sqrt{L \times \frac{d}{2}} \tag{25}$$

式中 d——锚杆钻孔孔径（m）。

6.6.9 本条规定的锚杆体材料强度利用系数的取值范围值主要从两方面考虑，即材料强度的利用系数如果取值过低，不仅使锚杆的数量增加，造成浪费，还会因边坡坡体自身的应力调整而降低锚杆的锚固效果，对预应力锚杆还可能导致锚夹具的咬合力下降，甚至造成滑锚；而锚杆强度的利用系数如果取值过高，锚杆应力较大，高应力下应力松弛造成的应力损失增大，另外对预应力锚杆，由于张拉造成的各股钢绞线的不均匀性（有资料统计的不均匀系数一般为 0.40～1.67），也制约其利用系数的不能取值过高。

国内外部分标准规定的材料利用系数见表 12。从表 12 可以看出，用于构筑物上的材料强度利用系数较大，这是由于构筑物后期变形小的特点所造成的。而边坡岩体变形大，张拉的均匀性差，材料强度利用系数多低于前者。结合部分已建工程实际应用情况（见表 13），本规范确定锚杆体材料强度利用系数为 0.55～0.65。

表 12 国内外部分标准规定的预应力锚杆体材料强度利用系数

序 号	标 准 名 称	控制应力取值
1	《锚杆喷射混凝土支护技术规范》（GB 50086—2001）	0.625R_y（临时锚杆） 0.56R_y（永久锚杆）
2	《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）	（0.50～0.71）R_y（临时锚杆） （0.45～0.63）R_y（永久锚杆）

表 12（续）

序　号	标 准 名 称	控制应力取值
3	《铁路路基支挡结构设计规范》（TB 10025—2001）	0.8R_y（临时锚杆） 0.75 R_y（永久锚杆）
4	《公路预应力混凝土桥梁设计规范》	0.75R_b^k
5	《岩土锚杆（索）技术规程》（CECS 22：2005）	0.625 R_b^k（临时锚杆） 0.556 R_b^k（永久锚杆）
6	国际预应力混凝土协会 F—CEB 实用规范	0.75f_{tk}（f_{tk}相当于我国的R_b^k）
7	美国 AC1318—77	0.87f_{pu}（f_{pu}相当于我国的R_b^k）
8	原苏联 CHH11—21—75	0.70σ_b（σ_b大体相当于我国的R_b^k）
9	日本预应力混凝土结构设计规范	0.70σ_p（σ_p相当于我国的R_b^k）
注：R_b^k为材料的标准强度值；R_y为材料的屈服强度值		

表 13　国内部分工程预应力锚杆材料强度利用系数

序号	工 程 名 称	强度利用系数
1	梅山水库坝基加固	0.65
2	双牌水库坝基加固	0.60
3	麻石水电站锚固试验	0.64
4	镜泊湖水库岸坡加固	0.60
5	陈村水电站岸坡加固	0.55
6	丰满水电站泄洪洞	0.60
7	丰满水电站 51 号坝段加固	0.57
8	碧口水电站	0.60
9	洪门水电站	0.61
10	铜街子水电站	0.66
11	天生桥水电站	0.65
12	小浪底水库进出口边坡	0.55～0.64

6.6.10　单根预应力锚杆的最大锚固力是边坡锚固设计极其重要的一个技术指标。这一指标的选择，涉及的因素和条件很多，不限于

本条所列的几个因素，而且在某些因素和条件之间，还存在互相影响、适应与制约关系，问题较为复杂。因此，本条仅列出应考虑的主要因素，对其他因素未一一列举，需要设计者根据边坡工程实际情况，经综合分析和充分论证后，选择一个可以达到的、并符合设计方案安全经济合理指标要求的单根预应力锚杆的锚固力值。

6.6.11 本条对预应力锚杆的锁定锚固力规定考虑的两方面因素中，边坡的允许位移变形要求是首要的。在实际工程中，对位移控制严格的边坡，一般按照设计锚固力锁定；允许发生变形或者变形不可避免（如由于地质条件产生的滑体蠕滑）的边坡，为避免按照设计锚固力锁定后因坡体滑移而导致锚杆破坏，一般采用低于设计锚固力锁定。此种情况下的具体锁定值取决于相关建筑物的允许变形量和边坡的地质条件，有的规程规定：当不稳定体具有蠕变特征时，锁定锚固力应为设计锚固力的 50%～80%；当不稳定体具有崩滑特征时，锁定锚固力宜为设计锚固力的 30%～70%。也有规范规定：当地层和被锚固结构位移控制要求较低时，锁定锚固力宜为设计锚固力的 75%～90%。在小浪底工程中，泄洪进水口高边坡锚索根据坡体下伏软岩的蠕滑特性，锁定锚固力取设计锚固力的 70%；地下厂房锚索根据计算的变形情况，锁定锚固力取设计锚固力的 66.6%。虽然各种规定和实际取值相差较大，但在允许变形情况下，考虑对设计锚固力进行适当削减锁定，对锚索的安全运用是有利的。具体如何削减，由于边坡情况差异太大，本条暂不作硬性规定。

6.6.12 一般而言，预应力锚杆安设的最优锚固角是需要计算的，但严格按照计算的最优锚固角安设锚杆存在诸多困难，一般需要根据实际情况进行适当调整。本条的规定就是根据实际情况制定的。

6.6.13 本条规定的“预应力锚杆的锚固段应锚固在潜在滑动面 1.5m 以外的稳定岩土体内”是根据一般工程经验制定的。

在一定的范围内，随着锚固段长度增加，其承载能力是成正比增加的。当锚固段长度达到一定数值时，再增加其长度，其承

载能力增加并不明显。有关资料表明，当锚固段长度大于8～10m时，其承载力的增量很小或基本不增加。因此E.0.2条对需要的锚固段长度大于10m时给出了相应的规定。

附录E中规定通过试验确定灌浆结石体与岩土孔壁间和钢绞线或钢筋之间的黏结强度 τ_q 和 τ_s。当无试验资料时，黏结强度 τ_q 和 τ_s 通常按表14～表16中的值乘以0.8作为初选值。

表14　水泥浆、水泥砂浆与岩石之间的黏结强度 τ_q

岩石类别	岩石单轴饱和抗压强度（MPa）	黏结强度 τ_q（MPa）
硬岩	>60	1.5～3.0
中硬岩	30～60	1.0～1.5
软岩	15～30	0.8～1.0
较软岩	5～15	0.3～0.8
极软岩	<5	<0.3
注：表中数据适用于黏结长度小于6m		

表15　水泥浆、水泥砂浆与土之间的黏结强度 τ_q

土层类别	土的状态	黏结强度 τ_q（MPa）
黏土	软塑	0.03～0.04
	可塑	0.04～0.05
	硬塑	0.05～0.06
	坚硬	0.06～0.07
粉土	中密	0.10～0.15
砂土	松散	0.075～0.125
	稍密	0.125～0.15
	中密	0.15～0.25
	密实	0.25～0.50
碎石土	稍密	0.15～0.25
	中密	0.25～0.35
	密实	0.35～0.45
注：表中数据适用于重力灌浆，若采用高压劈裂灌浆（灌浆压力大于2.5MPa）加固锚固段时，表中数据可提高50%		

表 16　水泥浆、水泥砂浆与钢筋、钢绞线之间的黏结强度 τ_f

黏结类型	黏结强度 τ_f（MPa）
水泥浆、水泥砂浆与螺纹钢筋之间	2.0～3.0
水泥浆、水泥砂浆与钢绞线之间	3.0～4.0
注：表中数据适用于灌浆结石体的抗压强度为 M30，黏结长度小于 6m	

6.6.14　本条规定预应力锚杆的自由段长度不宜小于 5m，是为了使钢质锚杆体在设计张拉力作用下有较大的弹性伸长量，以避免锚杆在工作过程中因锚头松动或其他原因所引起的预应力衰减过多。

6.6.15　外锚头的传力结构多采用现浇或预制的钢筋混凝土台座，台座常为四棱台形，常采用的断面尺寸见表 17。

表 17　常用的锚杆设计锚固力与外锚头传力结构尺寸关系

锚杆设计锚固力（kN）	外锚头传力结构			配筋（mm）
	底面积（m^2）	顶面积（m^2）	高（m）	
1000	0.8×0.8	0.4×0.4	0.4	加两层钢筋网 φ8@50
2000	1.0×1.0	0.5×0.5	0.5	加三层钢筋网 φ8@50
3000	1.2×1.2	0.6×0.6	0.6	加四层钢筋网 φ8@50

对于碎裂状、散体结构的岩质边坡，混凝土台座之间一般增设钢筋混凝土联系梁。为防止松散体出现较大压缩，预应力产生较大衰减，一般采取以下措施：①增大锚墩尺寸，使锚墩底面压应力小于坡体允许承载力；②采用小吨位锚杆，以减小松散体的压缩；③采用多次张拉和超张拉。

工程实践中也有采用其他材料的外锚头，参见图 10。

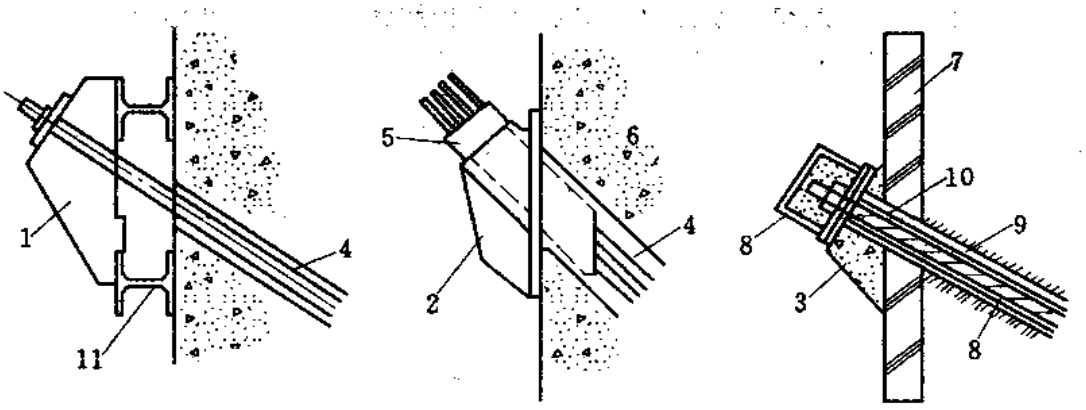


图 10 锚头及传力结构示意图

1—钢板台座；2—铸铁台座；3—混凝土台座；4—钢拉杆；
5—锚杆头部；6—挡土墙；7—构筑物；8—防锈材料；
9—灌浆体；10—套筒；11—腰梁

6.7 支 挡 结 构

6.7.1 抗滑桩是一种被动抗滑结构，只有当边坡产生一定的变形后，才能充分发挥作用。因此本条规定抗滑桩宜用于潜在滑动面明确、对变形控制要求不高的边坡。抗滑桩布置灵活，可以分批同时施工，进度快、工期短。即使边坡已出现滑动迹象，只要滑动速度缓慢且基本没有明显的加速度，仍能够采用。例如小浪底工程 4 号公路 K2＋190～K2＋400 路段，为一巨型古滑坡体的坡脚，受开挖和连降暴雨的影响，滑坡体开始滑动。通过监测发现，在开始滑动的几天内，滑动速度慢且滑速均匀、基本不增大，在采取了削头减载的同时，果断采取板桩式抗滑桩。最终采用 20 根抗滑桩并辅助以排水措施进行处理，防止了边坡滑动，至今边坡运行情况良好。

6.7.2 多数滑坡体上部滑动面陡，张拉裂缝多，不易设桩，在此部位设桩并不能对潜在滑动体的中下部起作用，所以效果也不好。中部滑动面深，设桩的工程量大，施工也比较困难。在潜在滑动体的下部，滑动面较缓，桩容易布置，且基本上能对整个潜在滑动体起到抗滑作用，在工程实践中，多是将抗滑桩布置在这

一部位。因此本条规定抗滑桩宜布置在滑坡体下部，且滑动面平缓的地段。对于沿滑动方向很长的多级滑坡体或下滑力很大的滑坡体，设两排或多排抗滑桩分级处治是较好的处理方法，也有采用抗滑桩和其他措施联合处理的工程实例。对于抗滑桩顶部有较陡坡度的滑坡体，为防止由于设置抗滑桩后出现次生滑动面而发生局部失稳的现象，也往往需要采用多排桩。

6.7.3 本条规定初步选定间距的范围值是根据一般工程经验规定的，国内部分已建工程的矩形抗滑桩间距见表 18。在一般情况下，当滑体完整密实时，桩间距可取的大一些；反之，取小值。

表 18 国内部分已建工程矩形抗滑桩间距统计表

序号	工 程 名 称	抗滑桩间距 (m)	抗滑桩根数
1	小浪底水利枢纽工程	6	5
		6	20
2	天生桥二级水电站厂区下山包	6	18
3	昆明柴石滩水库	8	8
4	洪家渡水电站	6	15
5	二滩厂房进水口	约 5	14
6	柘林水电站扩建工程厂房边坡	8	5
7	京珠高速（杨梅山段）	6	15
		6	8
		6	10
8	京珠高速（大宝山隧洞出口附近）	5.5	7
9	平庄西露天矿公路	8	30
10	贵柳一级公路石城坪滑坡	5	46
11	南昆铁路小德江车站	7	27
		6	12
		7	15

表 18（续）

序号	工 程 名 称	抗滑桩间距（m）	抗滑桩根数
12	浙江省新都县长征乡滑坡	5	80
13	义马北露天矿边坡	7	31
14	贵阳至新寨公路（火石坡滑坡）	7	15
15	贵阳至新寨公路（牟珠洞边坡）	6.5～7.0	20
16	深圳老虎坳山体	3	33
		4.5	10

6.7.5 抗滑桩采用矩形断面，便于施工，但只有滑动方向明确时，才能采用。要求短边边长不小于 1.5m，主要是考虑施工方便而规定的。

抗滑桩的断面尺寸、锚固深度和间距三者是相互关联的。合理确定断面尺寸的目的是使抗滑桩上部受力段正面能产生较大的阻滑力，侧面能产生较大的摩擦力，下部锚固段能抵抗较大的反力，具有较好的抗剪、抗弯强度，且比较经济。

6.7.6 因塑流体的自稳性差，当地下水丰富时，开挖断面过大的抗滑桩易造成坍塌；对处于滑移状态的边坡，还可能会加速边坡的滑移速度，甚至造成边坡失稳。

对于塑流性地层，滑坡体材料与抗滑桩的摩阻力低，土体易从桩间挤出。在这种情况下，在桩间设置连接板或联系梁，或采用小间距、小断面的抗滑桩，在已建工程中均有采用。本条规定进行技术经济比较，有利于选定较合理的方案。

对于滑坡体是否会从桩间挤出，工程实践中有采用桩间土体与两侧被桩所阻止的土体的摩擦力大于桩所承受的滑坡推力的方法来估算。也有通过模型实验，取得土体能形成土拱效应的桩间距值。

6.7.7 抗滑桩桩顶出露在坡面或埋入坡面以下，在工程中均有采用，后者又称“埋头桩”。抗滑桩上方边坡体是否会越过桩顶

滑出，一般都要进行稳定验算，因此，本条提出了相应要求。若存在这种情况，一般采用抬高桩顶高程或在上方增设抗滑桩，或采取其他工程措施解决。

抗滑桩锚固深度既要保证工程安全，又要经济合理。桩的锚固深度不足时，桩易破坏；锚固深度过深时，则增加工程量和施工难度。原则上要求由桩的锚固深度传递到滑面以下地层的侧向压力不大于该地层的允许侧向抗压强度，桩基的最大压应力不大于地基的容许承载力。

本条规定初步选定的锚固段长度与桩总长的比值是根据一般工程经验确定的，国内部分已建工程抗滑桩锚固深度见表19。

表19　国内部分已建工程抗滑桩锚固深度表

序号	工 程 名 称	锚固段长度/桩总长	抗滑桩根数	备注
1	天生桥二级水电站厂区下山包	完好岩石：1/4 其他：1/3～1/2	18	—
2	洪家渡水电站	1/3～1/2	15	—
3	平庄西露天矿公路	1/2	30	—
4	南昆铁路小德江车站	1/3	12	—
5	海石湾矿井滑坡	1/3～2/5	36	—
6	成渝高速公路红沙坡滑坡	≥1/3	—	—
7	襄渝铁路	1/2～1/4	—	—
8	贵阳至新寨公路（谷蒙关滑坡）	2/5	—	板式桩
9	贵阳至新寨公路（火石坡滑坡）	1/3～2/5	15	框架式桩
10	炳清公路	1/7～1/6	26	锚索桩

常用的适当减小抗滑桩锚固深度的措施有：适当缩小桩的间距以减小桩所承受的滑坡推力；适当调整桩的截面尺寸以增大桩的相对刚度。当滑面较陡时，锚固深度一般需要考虑滑面斜坡的影响，设计深度一般也比计算值适当加大。

6.7.9　F.1.7条第1款和F.2.5条要求水平向弹性抗力系数

K_H 宜按公式计算或通过试验确定。表 20 列出了 K_H 的一些经验值。表 21 列出了 K_H 随深度增加呈线性变化时，式（F.1.7）中水平向弹性抗力系数 K_H 随深度变化的比例系数 m_V 和 m_H 的一些经验值。

表 20　岩土地基水平向弹性抗力系数 K_H 及物理力学性能指标经验值

地层种类	内摩擦角（°）	弹性模量 E_0（kPa）	波松比 μ	地基水平向弹性抗力系数 K_H（$\times 10^6$kPa/m）	剪应力（kPa）
细粒花岗岩、正长岩	80 以上	5430～6900	0.25～0.30	2.0～2.5	1500 以上
辉绿岩、玢岩		6700～7870	0.28	2.5	
中粒花岗岩	80 以上	5430～6500	0.25	1.8～2.0	1500 以上
粗粒正长岩、坚硬白云岩		6560～7000			
坚硬石灰岩	80	4400～10000	0.25～0.30	1.2～2.0	1500
坚硬砂岩、大理岩		4660～5430			
粗粒花岗岩、花岗片麻岩		5430～6000			
较坚硬石灰岩	75～80	4400～9000	0.25～0.30	0.8～1.2	1200～1400
较坚硬砂岩		4460～5000			
不坚硬花岗岩		5430～6000			
坚硬页岩	70～75	2000～5500	0.15～0.30	0.4～0.8	700～1200
普通石灰岩		4400～8000	0.25～0.30		
普通砂岩		4600～5000			
坚硬泥灰岩	70	800～1200	0.29～0.38	0.3～0.4	500～700
较坚硬页岩		1980～3600	0.25～0.30		
不坚硬石灰岩		4400～6000			
不坚硬砂岩		1000～2780			
较坚硬泥灰岩	65	700～900	0.29～0.38	0.2～0.3	300～500
普通页岩		1900～3000	0.15～0.20		
软石灰岩		4400～5000	0.25		

表 20（续）

地层种类	内摩擦角（°）	弹性模量 E_0（kPa）	波松比 μ	地基水平向弹性抗力系数 K_H（$\times 10^6$kPa/m）	剪应力（kPa）
不坚硬泥灰岩	45	30～500	0.29～0.38	0.06～0.12	150～300
硬化黏土		10～300	0.30～0.37		
软片岩		500～700	0.15～0.18		
硬煤		50～300	0.30～0.40		
密实黏土	30～45	10～300	0.30～0.37	0.03～0.06	100～150
普通煤		50～300	0.30～0.40		
胶结卵石		50～100	—		
掺石土			—		

表 21　土质地基弹性抗力系数 K_H 随深度变化的比例系数的经验值

序号	土体名称	竖直方向比例系数 m_v（kPa/m²）	水平方向比例系数 m_H（kPa/m²）
1	$0.75<I_L<1.0$ 的软塑黏土及粉质黏土，淤泥	1000～2000	500～1400
2	$0.5<I_L<0.75$ 的软塑粉质黏土及黏土	2000～4000	1000～2800
3	硬塑粉质黏土及黏土，细砂和中砂	4000～6000	2000～4200
4	坚硬粉质黏土及黏土，粗砂	6000～10000	3000～7000
5	砾砂，碎石土、卵石土	10000～20000	5000～14000
6	坚实的大漂石	80000～120000	40000～84000
注：I_L 为土的液性指数，m_v 和 m_H 值的适用条件相应于桩顶位移 0.6～1.0cm			

6.7.12、6.7.13　土钉墙是近二三十年来用于加固和增强边坡或开挖土体稳定的一种支挡结构，它是由在原位土质基坑、土质边坡和破碎软弱岩质边坡设置较密集的金属杆件（土钉）、与坡面的钢筋网喷混凝土面层和被加固体共同作用而形成的自稳的支挡结构。土钉主要分为钻孔注浆钉与击入钉（普通击入钉、注浆击

入钉、高压注浆击入钉及气动射入钉等）两类，前者最为常用。

钻孔注浆土钉在构造与全长注浆黏结式非预应力锚杆相同，国内最早称其为喷锚网支护，土钉起群体支护作用，主要用于从上到下分层开挖的上述原位岩土体加固。早在20世纪70年代初，一些国家先后都是独立提出此类技术加以研究发展，因而有各种不同名称，现今国内外将其命为土钉支护技术或土钉墙，故本规范采用土钉墙这一术语。

土钉墙是在隧道新奥法基础上发展起来的，它与锚杆及加筋土支护有相同点（或相似点）和不同点，即它融合了锚杆及加筋土挡墙的优点，能较合理地利用被加固岩土体的自承能力，并将其作为支挡结构的一部分，这与用锚杆将坡体破裂面前的主动区荷载传至破裂区后的稳定岩土区有所不同，其结构本身柔性大，适应有限变形情况。由于土钉设置密度大于土层和散状岩体中的锚杆，个别土钉出现问题或失效对加固体的整体稳定性影响不大，且可延缓加固体塑性区的开展及渐进开裂面的出现。另外，土钉可被视为小尺寸的被动锚杆，多垂直（或近于垂直）于潜在滑裂面设置，能较充分发挥其抗剪强度和抗弯刚度，常不需要很高的承载力，单根土钉受荷载多在100kN以下，多在0.5～2.0m^{2}范围内设置一根，钉长也较锚杆短，因此施工设备轻便、操作简单，施工效率高，对周围环境干扰小，工程费用较低。

土钉墙常用于深（高）度不大于12m的上述地质的基坑及边坡加固，只有当土钉墙与有限放缓边坡、预应力锚杆、微型桩等联合使用时，其深度或高度才可增加，其分层开挖的最大高度或深度取决于岩土体的自稳能力。当前国外用于铁路边坡永久支护的最高达28m，用于基坑支护最深达21m；国内在直立基坑工程中其深度已达到16～18m。

土钉墙可作为临时性和永久性支挡结构，适用于无不良方向性和低强度的残积土或风化岩、黏质粉砂或不易产生蠕变的低塑性黏土类土层、天然胶结砂或密实砂、具有一定黏结力的砾石以

及地下水以上的土层或采取截、降水措施后的土层。但在冻胀土或膨胀土中需采取其他措施后方可使用土钉墙，在腐蚀性土、液化土中多不采用土钉墙作为永久性支挡结构。

6.7.14～6.7.16 被动柔性防护结构又称被动网，它是利用锚杆、钢柱、支撑绳和拉锚绳、减压环等，将金属柔性网以一定角度固定在坡面上的立式拦石网。金属柔性网有关尺寸见 6.4.13 的条文说明。

6.8 抗滑洞塞

6.8.1 抗滑洞塞也有称作锚固洞、抗剪洞或置换洞等。在布置形式上，抗滑洞塞或沿潜在滑动面走向布置，或沿滑动体滑动方向横穿滑动面布置。但无论如何布置，均需明确滑动面的位置，尤其是前者。另外，在抗滑洞塞受剪情况下，滑动面上下的岩体处于承压状态，完整岩体较为适用。因此，条文对上述两方面的适用性作出规定。

目前，在国内已建的水利工程边坡中采用的抗滑洞塞并不太多，主要的原因可能是多数情况下边坡滑动面不明确所致。抗滑洞塞常用的断面结构型式主要有两种：一种是在利用洞段内回填混凝土或钢筋混凝土形成洞塞；另一种是在利用洞段内，仅作周边钢筋混凝土衬砌，洞内不回填或回填混凝土或散粒料，必要时，在衬砌段加设纵向拉筋，以增强其效果。

6.8.2 平行潜在滑动面走向布置的抗滑洞塞，其工作原理是将抗剪强度低的滑动面材料置换为抗剪强度高的混凝土或钢筋混凝土，以提高边坡的稳定性。由于这种锚固的工作特点，使其应用受到限制。一般适用于滑动面位置比较明确、岩体相对完整的硬岩边坡。所以本条对其适用条件作了相应规定。

关于其断面尺寸，除洞的宽度需要计算确定外，洞的高度以及在滑动面上、下岩盘的锚固厚度也需要有一定的要求，以防止边坡滑动时，滑动面绕过抗滑洞塞。已有工程经验表明，抗滑洞塞的高度应按其在滑动面上、下岩盘内的锚固深度均不小于 3m

确定较为可靠。但由于抗滑洞塞应用较少，经验不多，本条未作硬性规定。

6.8.3 抗滑洞塞轴线与主滑动面垂直或呈较大角度可以缩短抗滑洞塞长度，减少工程量。抗滑洞塞在稳定岩体内的锚固长度大于洞径的 2 倍的规定出自一般工程经验，目的是避免滑动面绕过产生新的滑动面。

7 安全监测设计

7.1 一般规定

7.1.3 本条要求各监测项目的设置应统筹安排、配合布置，其目的是为了提高监测效率，做到少而精。主要监测断面和关键部位采用多种手段监测、仪器设置备份，目的是确保能取得这些监测仪器的可靠数据。施工期和运行期的测点结合布置，目的是保持资料的连续性，为运行期的预测预报积累资料。

7.1.4 安全监测仪器和电缆是在边坡开挖和治理加固施工的过程中进行安装埋设的，稍有疏忽，便容易损坏仪器和电缆。在工程运用中同样存在可能损坏监测设备的多种因素，因此要求设计时应考虑保护措施。本条要求观测站宜有良好的交通、照明和防潮条件，主要是为了方便监测数据采集以及监测设备的运用和维护。

7.1.5 本条要求安全监测仪器应长期稳定可靠，是为了保证监测资料的可靠性、连续性和时效性。条文中的“恶劣环境”一般是指大风、降雨、潮湿、地震和振动、雷击、腐蚀、生物和动物破坏等。

7.1.6 预计测值变化范围，一方面是为了确定安全监测仪器的量程和测量精度，以便选择合适的安全监测仪器；另一方面是如果实际测值超出了变化范围，就表明此部位可能存在安全隐患，以便引起管理者对该部位的关注，准备应急措施，防止安全事故的发生。

7.1.7 本条规定是为了规范边坡安全监测设计的技术要求，同时也可使施工和管理等有关各方了解设计要求，正确进行施工和管理，使之能真正起到监测边坡安全的作用。

7.1.8 除了本规范的规定外，《土石坝安全监测技术规范》（SL 60—94）、《土石坝安全监测资料整编规程》（SL 169—96）、《混

凝土大坝安全监测技术规范》（SDJ 336—89）和《大坝安全自动监测系统设备基本技术条件》（SL 268—2001）中从另外的角度分别提出了对水利水电工程边坡的安全监测项目、监测精度、监测仪器和设施布置、监测资料整编与分析等方面的要求，因此除了执行本规范的规定外，还应执行上述 4 个规范的有关规定。

7.1.9 监测自动化是安全监测的发展方向。实现监测自动化，不但可以减轻观测人员的劳动强度，更重要的是可以快速、准确获得观测数据，及时掌握边坡的工作状态。特别是在遭遇地震、特大洪水、特大暴雨时和在工程施工期可以很方便地加密测次，及时获得最新信息，以便出现异常情况有充分时间采取补救措施，防止安全事故的发生。

在工程运行过程中，监测自动化系统难免会出现故障。为防止发生故障时，测值出现差错或丢失数据信息，除了特别强调监测仪器和监测系统的长期稳定性外，还需要配备必要的人工监测手段作为检验和后备措施。

由于传统的安全监测设计不包含自动化监测系统的设计内容，故要求进行专项设计。

7.1.10 安全预警系统对防止边坡出现恶性事故至关重要，但由于这方面的实践经验不多，加上监测设备、运行费等相关费用较大，全面普及既不现实也不必要。故本条仅规定 1 级边坡，必要和具备条件时设置边坡安全预警系统。条文中的“必要和具备条件时”包含边坡安全确实需要和其他建筑物也已设置了安全预警系统两个方面的含义。

7.2 安全监测项目设置和设施布置

7.2.1 表面位移监测主要是监测边坡表面的水平和垂直位移，控制的范围大，测值为绝对位移量，反映边坡表面位移的分布状况。内部位移监测主要是监测边坡内部的位移分布状况，控制范围小，测值为相对位移。两者结合就可了解到边坡平面和空间的位移分布状况，从而形成立体的监测网。

74 个边坡的资料统计显示，每个边坡均布设有表面位移监测项目，为此将表面位移监测规定为 1 级、2 级和 3 级边坡应设的监测项目。在这 74 个边坡中，有 45 个边坡同时布设了表面位移监测和内部位移监测项目，为此将 1 级边坡的内部位移设为必测项目。

鉴于 1 级边坡的重要性，条文要求设置比较完整的安全监测项目。

边坡的稳定与该部位的地下水位关系极大，故将地下水位设为 1 级、2 级边坡必测项目。

7.2.2 由于边坡一般不是孤立的，它与其他水工建筑物紧密相连，整个工程宜统一设置环境量监测项目，边坡工程不单独设置。

7.2.3 74 个边坡的资料统计显示，有 62 个边坡的监测断面数量为 2 个或 2 个以上，并且每个断面的测点数量大部分为 3 个或 3 个以上，为此本条对边坡监测断面数量和测点数量作了规定，同时也可根据边坡的结构和地质条件增设监测断面或测点。

7.2.5 由于部分 1 级岩质边坡受地形条件的限制，外部基准点不易选取或其他监测方法观测工作量较大，有的为实现监测自动化需要与其他测点进行同步观测，采用垂线法能较好地解决上述难题。故本条规定 1 级岩质边坡可同时按照垂线法布设表面水平位移测点。如天生桥二级水电站高边坡、三峡永久船闸高边坡和清江隔河岩厂房高边坡等均按照垂线法布设表面水平位移测点。

范围较大的 1 级天然滑坡，由于受交通和监测条件的限制，采用其他监测方法不易布设或观测工作量较大，只有采用 GPS 法。故本条规定 1 级天然滑坡可采用 GPS 法布设表面水平位移测点。如三峡库区的几个滑坡体、李家峡的库区滑坡等均采用了 GPS 法布设，进行表面水平位移监测。

7.2.6～7.2.8 测斜仪和多点位移计是近 10 年来国内使用较多的监测仪器，积累了一定的经验。通过对 74 个边坡的资料统计，有 45 个边坡设置了测斜仪和多点位移计，特别是近年开工的边

坡均采用了上述两种仪器，并且效果良好。测斜仪既可以监测不同高程岩体的变形情况，也可以测出边坡滑移面的位置。多点位移计既可以监测边坡不同岩层的位移情况，也可以测出边坡岩体的松动范围。

7.2.9、7.2.10 边坡工程一般又高又陡，采用人工监测方法，不但监测人员的劳动强度大，而且存在人身安全问题。测点布设在马道上，目的是便于观测人员的观测。目前用于倾斜和裂缝监测的电测仪器比较成熟，故本条规定宜采用电测仪器进行监测。

7.2.12、7.2.13 74个边坡的资料中，14个边坡设有加固措施监测，其中的10个边坡设有预应力锚杆监测，为此7.2.12条将预应力锚杆规定为1级、2级边坡的必测项目。

在边坡的加固措施中，最常用的措施是采用预应力锚杆进行加固，为此7.2.13条规定了预应力锚杆的监测数量，并根据边坡的重要性对1级、2级边坡提出了下限要求。对于其他加固措施的监测，如非预应力锚杆、抗滑桩、挡土墙、抗滑洞塞等，条文中未作具体规定，其监测项目的设置和布设数量由设计者根据边坡的实际情况确定。

7.3 安全监测资料的整编与分析

7.3.1 由于在边坡开挖过程中，地应力释放，加上施工爆破振动等，影响边坡的安全，甚至使边坡发生失稳现象，因此施工期是边坡设计最不利的工况之一。因此，本条规定进行快速整理、分析，以便实时监测施工期边坡的安全和及时指导边坡施工，并检验和根据实际情况变化修正边坡设计。

7.3.2 边坡变形往往是边坡失稳的前兆，边坡位移、变形速率、加速度等变形情况，可以更直接、快速地反映边坡的安全性状，因此，本条规定将变形监测作为边坡安全性状的主要控制指标。